RÉSISTANCE AU POINÇONNEMENT EXCENTRÉ DES PLANCHERS-DALLES

THÈSE N° 2064 (1999)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Gaston KRÜGER

Ingénieur civil diplômé EPF

de nationalité suisse et originaire de Tschappina (GR)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. R. Favre, directeur de thèse
Dr O. Burdet, rapporteur
Prof. A. Ghali, rapporteur
Prof. A. Muttoni, rapporteur
Prof. L. Vulliet, rapporteur

Lausanne, EPFL
1999

« La vida esta
llena de caminos.
Cogeré el que
me lleva hasta ti. »

À mes parents Ruth et Arturo

À ma sœur Anita

Sommaire

Préface iii

Remerciements v

Résumé, Zusammenfassung, Summary vii

Notations xi

Table des matières xiii

1 Introduction 1

2 Etat des connaissances 7

3 Essais en laboratoire 53

(Synthèse du rapport des essais publié par G. Krüger, O. Burdet et R. Favre en février 1999, publication IBAP n°147, 118 pages [82])

4 Moments de flexion transmis par la dalle aux colonnes 105

5 Conclusions 149

Références bibliographiques 155

Listes des figures et des tableaux 165

Curriculum Vitae 173

Préface

Il est notoire que le phénomène du poinçonnement d'une dalle en béton n'est toujours pas élucidé de manière rationnelle. A défaut d'un modèle de calcul scientifique, l'ingénieur est obligé de s'en remettre à des méthodes empiriques essentiellement basées sur des essais en laboratoire. Il en résulte des grandes diversités d'approche entre les normes des différents pays. Si beaucoup de chercheurs se sont penchés dès 1913 sur ce problème en accumulant un grand nombre d'essais, seules le 5% de ces recherches concerne le poinçonnement excentré. Cela peut s'expliquer par le fait qu'il existe moult autres paramètres, tels que la grandeur de la surface d'application de la charge, l'épaisseur de la dalle, l'armature flexionnelle et d'effort tranchant, la qualité du béton, etc.

Le travail de thèse de G. Krüger se concentre donc sur l'effet de l'excentricité de la réaction, c'est à dire sur l'effet produit par un moment de flexion qui vient s'ajouter à l'effet mieux connu d'une réaction centrée. Ce moment est repris dans la dalle par trois sortes d'efforts antimétriques : des efforts tranchants, des moments de flexion et de torsion. Seuls les efforts tranchants semblent influencer la résistance au poinçonnement.

G. Krüger a délibérément renoncé à créer un nouveau modèle de calcul. Outre une recherche approfondie du travail effectué dans le monde depuis 1956 sur le poinçonnement excentré, il a réalisé de façon exemplaire des essais en laboratoire qui lui ont permis de mettre en évidence des aspects essentiels tels que l'effet de l'armature flexionnelle et d'effort tranchant, l'énorme disparité entre les résistances données dans les normes internationales et nationales, la norme SIA ne se prononçant aucunement sur ce sujet.

L'originalité du travail de G. Krüger provient, outre de ces essais, d'une étude approfondie de la grandeur des moments de flexion qui peuvent concrètement apparaître dans un plancher-dalle d'un bâtiment. Il est en effet très difficile de connaître ces moments à cause de la fissuration de la dalle, de la liaison dalle-colonne, c'est à dire d'un élément à deux dimensions avec un élément linéaire, puis à cause des actions indirectes que représentent le retrait et la température différentiels.

G. Krüger réussit à montrer que dans bien des cas, ces moments n'affaiblissent le poinçonnement que de l'ordre de 15%. Il a su donner des bases scientifiques à l'ingénieur projeteur lui permettant soit de contourner le problème dans les cas courants, soit de les aborder correctement si nécessaire, en lui fournissant des outils adéquats.

En abordant et traitant ce sujet hautement complexe et délicat du poinçonnement excentré, il a su donner des réponses bien fondées et fort utiles pour l'ingénieur projeteur. Il a fait preuve

d'une grande capacité de jugement et de discernement qui lui sera fort utile dans ses activités professionnelles futures où tous mes meilleurs vœux de pleine réussite l'accompagnent.

Prof. Renaud Favre

Remerciements

Cette recherche a été réalisée à l'Institut de Béton Armé et Précontraint (IBAP) de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, sous la direction du Professeur R. Favre et du Dr O. Burdet, tous deux membres du jury. Je tiens à leur exprimer mes plus sincères remerciements pour leurs conseils, leur grande disponibilité et leur soutien. Ma reconnaissance s'adresse également à l'EPFL pour l'importance des moyens mis à disposition.

Je tiens à remercier les autres membres du jury, à savoir le Professeur W.-H. Graf de l'EPFL, président du jury, le Professeur A. Ghali de l'Université de Calgary (Canada), le Professeur A. Muttoni du bureau Grignoli, Muttoni et Partner, studio d'ingegneria SA à Lugano, le Professeur L. Vuillet du Laboratoire de Mécanique des Sols (LMS) de EPFL. Je tiens à remercier particulièrement le Professeur A. Ghali pour sa grande disponibilité et son accueil lors de ma visite à l'Université de Calgary en janvier 1999. Mes remerciements vont aussi à son équipe à savoir le Dr S. Megalli, Mesdames T. Hall et T. Robertson. Ma gratitude s'adresse également au Professeur S. Kinnunen de l'Université Technique de Stockholm (KTH) et au Dr Ph. Menétrey du bureau Emch+Berger AG à Berne pour leur grande compétence en matière de poinçonnement et la qualité de leurs conseils.

Au niveau financier, ce travail a été rendu possible en grande partie grâce à la direction de l'EPFL et à la CTI (Commission pour la Technologie et l'Innovation). L'un des essais en laboratoire a été réalisé en partie avec l'aide financière de la société Ancotech SA – Spezialbewehrungen dont je tiens à remercier M. Barras pour son intérêt et son dynamisme.

Mes remerciements vont également à mes compagnons de route, le Dr S. Rossier (MAPS Diffusion SA) dit aussi « Iceman », le Dr P. Laurencet (ESM - Sarrasin Ingénieurs SA, St-Maurice) et le Dr J.-D. Rotilio (Rotilio Ingénierie, Neuchâtel) dit aussi « Ernesto Stupalacci », avec qui j'ai eu de nombreuses, fructueuses et interminables discussions, tant sur le plan professionnel que personnel. Je tiens aussi à remercier chaleureusement le Dr H. Charif pour tous les encouragements et la motivation qu'il m'a fournis lors de la grande traversée du désert...

Pour la rédaction de ce rapport, je remercie Mesdemoiselles S. Ferreira pour son dynamisme légendaire et J. de Castro San Roman, Monsieur N. Simon et tout particulièrement Mademoiselle F. Birchler dont le travail remarquable m'a permis d'apporter de précieuses corrections au niveau du français. Pour l'élaboration des dessins techniques et des planches photographiques je tiens à remercier Messieurs B. Gardel et A. Herzog pour leur collaboration attentive et de haute qualité. Pour la réalisation des essais expérimentaux je remercie

Messieurs S. Demierre, R. Gysler, R. Oreiller et particulièrement M. Pascual pour sa disponibilité sans faille même pendant les vacances d'été.

Au cours de ce travail, j'ai souvent eu l'occasion d'échanger des idées et des informations avec beaucoup de collègues de l'EPFL et de l'extérieur qui ont contribué à cette recherche et qui ont également favorisé une excellente atmosphère de travail. Je pense particulièrement à Messieurs le Dr J.-P. Jaccoud, B. Glisic, M. Cherbuliez, le Dr M. Facchini, N. Fellay, O. Bernard, le Dr P. Mivelaz, M. Miehlbradt et le Professeur M. Badoux. Enfin, je remercie Messieurs le Dr J.-D. Rotilio, le Dr B. Farra et K. Peter avec lesquels j'ai partagé mon bureau durant ce travail de recherche.

Ce travail de longue haleine n'aurait pas été possible sans mes co-locataires absolument hors pair et d'exception à savoir Mademoiselle R. Chatagny et Monsieur E. Fest respectivement des Eaux-Vives et de Renens. Je tiens à remercier particulièrement E. Fest pour m'avoir cuisiné de savoureux mets et fait déguster ses vins d'Alsace durant ses trois années.

Je tiens à remercier mon compagnon le Dr S. Vurpillot pour les nombreuses expériences humaines que l'on a affronté ensemble à savoir les plus hauts sommets d'Europe (M^t Blanc, P^t Dufour, Le Reculet), les terribles épreuves de l'Iron Man, de la Patrouille des Glaciers et du Grand Raid, ainsi que les plus belles vagues hawaiiennes.

Finalement je remercie de tout cœur mon amie Barbara Lax qui m'a toujours aidé, réconforté, soutenu et encouragé dans mes entreprises tant professionnelles que privées.

Gaston Krüger

Lausanne, le 8 novembre 1999

Résumé

La conception moderne d'un bâtiment du type « planchers dalles » passe par la connaissance et la maîtrise du poinçonnement. Ce mode de rupture dicte très souvent les dimensions des éléments porteurs, d'où un enjeu à la fois économique, esthétique et technologique. Si les colonnes sont liées de façon monolithique à la dalle, un moment de flexion est transmis dans les colonnes en plus d'un effort normal. On utilise alors le terme de *poinçonnement excentré*. Le rôle joué par ce moment de flexion sur la résistance au poinçonnement doit être maîtrisé afin d'assurer la sécurité structurale de l'ouvrage. Le but du présent travail est de contribuer à une meilleure compréhension du poinçonnement excentré et à une juste prise en compte des moments de flexion pour le dimensionnement au poinçonnement des planchers dalles.

Les essais de poinçonnement effectués dans ce travail ont porté sur 7 dalles de grandes dimensions (3 x 3 x 0.15 m) avec et sans armature de poinçonnement. Des dalles d'une telle importance n'ont été que très peu testées auparavant. Ces essais ont permis de montrer que la résistance ultime est fortement influencée par l'excentricité de la force. L'armature de poinçonnement permet d'augmenter la charge ultime mais ne permet pas de réduire l'influence de cette excentricité. L'efficacité de l'armature de poinçonnement (étriers et goujons) est discutée, en particulier les problèmes d'ancrage des barres qui est le plus souvent insuffisant pour des dalles de faible épaisseur. Les essais en laboratoire sont comparés à une base de données de 50 essais précédemment effectués. Cette comparaison montre clairement que le Code Modèle CEB – FIP 1990 et le British Standard BS 8110-97 donnent les meilleures estimations de la charge ultime en cas de poinçonnement excentré.

Les enseignements tirés des essais en laboratoire sont utilisés comme base de calcul pour une étude paramétrique sur les moments de flexion dans les colonnes de bâtiments contreventés par des noyaux et murs rigides. Les cas les plus divers ont été passés en revue comme des portées adjacentes inégales, des charges asymétriques ainsi que des déplacements imposés entre deux dalles. Cette étude montre que dans la plupart des cas il est acceptable de prendre en compte le moment de flexion à l'aide d'un coefficient unique, comme le font d'ailleurs certaines normes. Il a été montré qu'il n'est en principe pas nécessaire de considérer le retrait de dessiccation comme action indirecte pour le dimensionnement au poinçonnement de longs bâtiments sans joints. Des abaques de dimensionnement ainsi que des recommandations pratiques sont proposés à l'ingénieur afin de maîtriser le problème du poinçonnement excentré des planchers dalles.

Zusammenfassung

Der zeitgemässe Entwurf eines Gebäudes mit Flachdecken basiert auf der Kenntnis und der richtigen Berücksichtigung des Durchstanzens. Diese Versagensform bestimmt häufig die Abmessungen der Tragwerkselemente, welche sich auf Wirtschaftlichkeit, Ästhetik und Technologie eines Bauwerkes auswirken. Falls die Stützen monolithisch mit der Decke verbunden sind, wird durch die Stützen zusätzlich zur Normalkraft ein Biegemoment übertragen. Man spricht daher von ausmittigem Durchstanzen. Um die Tragsicherheit des Bauwerks zu gewähren, ist es wichtig, den Einfluss des Biegemoments auf den Durchstanzwiderstand genau zu kennen. Diese Arbeit soll dazu beitragen, ausmittiges Durchstanzen besser zu verstehen und den Einfluss des Biegemoments auf das Durchstanzen bei der Bemessung der Flachdecken korrekt zu berücksichtigen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Durchstanzversuche an sieben Decken mit den Abmessungen 3 x 3 x 0.15 m mit und ohne Durchstanzbewehrung durchgeführt. Decken mit so grossen Abmessungen wurden bisher nur wenige getestet. Diese Versuche zeigen, dass der Durchstanzwiderstand stark von der Ausmittigkeit der Stützenkraft beeinflusst wird. Die Durchstanzbewehrung ermöglicht eine Laststeigerung, sie erlaubt jedoch nicht, den Einfluss der Ausmittigkeit zu reduzieren. Die Wirksamkeit von Durchstanzbewehrungen (Bügel und Dübel) wird diskutiert, insbesondere das Problem der Verankerung der Bewehrungsstäbe, welche sich bei dünnen Decken meist als unzureichend erweist. Die Versuchsergebnisse werden mit bekannten Resultaten, welche aus 50 früheren Versuchen gewonnen wurden, verglichen. Dieser Vergleich zeigt deutlich, dass Model Code CEB – FIP 1990 und der British Standard BS-8110-97 die besten Schätzungen für die Bruchlast bei ausmittigem Durchstanzen ergeben.

Die Ergebnisse der Versuche werden als Berechnungsgrundlage für eine Parameterstudie zu Biegemomenten in Stützen verwendet, wie sie in Gebäuden mit horizontal aussteifenden Tragwänden vorhanden sind. Verschiedene Fälle wurden untersucht, etwa ungleiche angrenzende Spannweiten, asymmetrische Lasten oder zwei Deckenplatten mit unterschiedlichen Längsverschiebungen. Die Parameterstudie zeigt, dass es in den meisten Fällen ausreicht, die Biege-momente mit Hilfe eines einzigen Koeffizienten zu berücksichtigen – bestimmte Normen verfahren in gleicher Weise. Es wird weiter gezeigt, dass es grundsätzlich nicht notwendig ist, das Schwinden in die Bemessung von langen Gebäuden ohne Fugen einzubeziehen. Schliesslich wurden Bemessungstabellen entwickelt und Empfehlungen erarbeitet, die es dem Ingenieur in der Praxis erlauben, das ausmittige Durchstanzen von Flachdecken zu bewältigen.

Summary

The design of a modern building with a flat slab structure requires a sound understanding of the punching parameters and their influence. The punching shear failure mode governs the design of the structure, and therefore impacts on the cost aspect and construction of the building. On top of the normal force carried by the column, an unbalanced moment also exists in case of a monolithic connection between the slab and the columns. This is called *eccentric punching*. For structural safety, it is critical to control the effect of this unbalanced moment on the punching capacity. The aim of the presented work is to contribute to a deeper understanding of eccentric punching, and to accurately take into account the unbalanced moments in the calculation of the punching shear capacity.

The experimental tests presented here were carried out on seven large flat slabs (3 x 3 x 0.15 m) with and without punching reinforcement. Such slabs have not been analyzed extensively in the past. The experiments have shown that the ultimate strength is highly influenced by the eccentricity of the vertical force. The punching reinforcement increases the ultimate load, but does not reduce the influence of an eccentricity. The effectiveness of the stirrups and studs was also investigated, in particular the bar anchorage problem which is generally insufficient for slabs with low thickness. The experimental results were compared with an database of 50 previous tests. The Model Code CEB – FIP 1990 and the British Standard BS 8110-97 were found to best match the experimental results for ultimate load in a case of eccentric punching.

The results drawn from the laboratory tests served as bases for a parametric study of unbalanced moments in the columns of buildings braced by rigid cores and walls. A wide range of cases were investigated, such as unequal adjacent spans, asymmetric loads, and relative displacement between two slabs. This study shows that in most cases it is acceptable for the unbalanced moment using a single coefficient, as is done in some standards. It was shown it is generally not necessary to consider shrinkage as in indirect action in punching calculations of long buildings without joints. Design recommendations and aides were developed to help the engineer conducting the design of flat slabs structures with eccentric punching shear.

Notations

Seules les notations et les abréviations utilisées spécifiquement pour cette thèse sont mentionnées ci-dessous

Définitions

Colonne intérieure ordinaire	colonne intérieure qui n'est pas la première colonne intérieure depuis le bord
Connexion	point de fixation monolithique entre la dalle et une ou deux colonnes. La connexion de la dalle de toiture est composée d'une colonne tandis que celle de la dalle d'étage est composée de deux colonnes
Moment de flexion non balancé	moment de flexion que transmet la dalle à une connexion composée de une ou deux colonnes

Lettres latines

c	côté d'une colonne carrée
c_1	côté de la colonne dans la direction perpendiculaire au moment M_{nb}
c_2	côté de la colonne dans la direction parallèle au moment M_{nb}
d	hauteur utile de la dalle
E	module d'élasticité du béton
E^*	module ajusté du béton
f'_c	résistance à la compression sur cylindre des normes ACI et CSA A23.3
f_{cc}	résistance à la compression sur cylindre
f_{ccube}	résistance à la compression sur cube
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression sur cylindre
h	épaisseur de la dalle
H	hauteur de la colonne d'axe à axe des dalles
h_{red}	épaisseur de la dalle réduite pour le calcul avec une prise en compte de la fissuration
K	fraction du moment de flexion M_{nb} transmis en effort tranchant dans la dalle
ℓ	portée de la dalle
ℓ_{pf}	distance de la colonne au point fixe du bâtiment (sans présence de joint)
ℓ_{trans}	portée transversale de la dalle
ℓ_{var}	portée variable de la dalle
M_{nb}	moment de flexion non balancé

M_{nb1} moment de flexion non balancé transmis à une connexion composée d'une colonne

M_{nb2} moment de flexion non balancé transmis à une connexion composée de deux colonnes

u longueur du périmètre critique ou périmètre de contrôle

V réaction d'appuis ou effort vertical transmis par la dalle dans les colonnes

Lettres grecques

τ_u contrainte de cisaillement de rupture défini sur un périmètre critique ou de contrôle u

τ_{Sd} effort tranchant sollicitant au niveau de la section critique

τ_{Rd} valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement pour des dalles

τ_V contrainte de cisaillement provenant de l'effort V

τ_M contrainte de cisaillement provenant de l'effort M_{nb}

$\Delta\varepsilon_{cs}$ allongement relatif dû à un retrait de dessiccation entre deux dalles adjacentes

Δ_{cs} déplacement relatif entre deux dalles dû à $\Delta\varepsilon_{cs}$

Γ rapport entre deux portées adjacentes

Λ rapport entre le moment non balancé transmis à deux colonne M_{nb2} et le moment non balancé transmis à une colonne M_{nb1}

α rapport τ_M / τ_V

β coefficient de majoration de la charge V pour tenir compte d'un moment non balancé M_{nb}, $\beta = 1 + \alpha$

η excentricité relative $\eta = M_{nb} / V \cdot c$

ξ rapport τ_{Sd} / τ_{Rd}, $v_u / \phi v_n$, V_{eff} / V_c

Abréviations

ACI American Concrete Institute

BBK Swedish Building Code

BHP Béton à Haute Performance

BO Béton Ordinaire

BS British Standard

CEB Comité Euro-International du Béton

CM 90 Code Modèle CEB – FIP 1990

CSA Canadian Standards Association

DIN Deutsches Institut für Normung

FIB Fédération Internationale du Béton

SIA Société des Ingénieurs et Architectes Suisses

Tables des matières

1 Introduction **1**

1.1 Motivation 1

1.2 Objectifs et limites de l'étude 2

1.3 Approche des normes 4

1.4 Contenu de la thèse 6

2 État des connaissances **7**

2.1 Introduction 7

2.2 Poinçonnement centré et excentré 8
- 2.2.1 Historique du poinçonnement excentré 10
- 2.2.2 Le poinçonnement en Suisse 34
- 2.2.3 Synthèse 35
- 2.2.4 Axes de recherche actuels 36

2.3 Normes ou codes en vigueur prenant en compte le poinçonnement excentré 37
- 2.3.1 Code Modèle CEB – FIP 1990 38
- 2.3.2 Norme canadienne CSA A23.3-94 40
- 2.3.3 Norme américaine ACI 318-95 44
- 2.3.4 Norme suédoise BBK 94 45
- 2.3.5 Norme anglaise BS 8110-85 46
- 2.3.6 Eurocode 2 48
- 2.3.7 Recommandations pratiques lors d'utilisation d'armature de poinçonnement 50

2.4 Conclusions 51

3 Essais en laboratoire 53

3.1 Introduction – Objectifs de la campagne 53

3.2 Paramètres 54

3.3 Description 56
3.3.1 Géométrie et fabrication 56
3.3.2 Armature 57
3.3.3 Caractéristiques des matériaux 61
3.3.4 Banc d'essai 64
3.3.5 Instrumentations et technique de mesure 66

3.4 Résultats 68
3.4.1 Déroulement des essais - Déformation 68
3.4.2 Déformation et rotation 77
3.4.3 Allongements spécifiques du béton et de l'armature 84

3.5 Discutions des résultats des essais 93

3.6 Comparaison de la charge ultime par poinçonnement d'essais basée sur trois différentes normes 95
3.6.1 Code Modèle CEB – FIP 1990 96
3.6.2 Norme américaine ACI 318-95 98
3.6.3 Norme britannique BS 8110-97 100
3.6.4 Synthèse 102

4 Moments de flexion transmis par la dalle aux colonnes – étude paramétrique 105

4.1 Introduction 105

4.2 Limitations et choix du modèle 109
4.2.1 Limitations 109
4.2.2 Choix du modèle de calcul 111
4.2.3 Modèle d'éléments finis MAPS 112

4.3 Paramètres 113
4.3.1 Géométrie et épaisseurs 113
4.3.2 Charges verticales 114
4.3.3 Déplacements imposés 115

4.4 Moments de flexion dans les colonnes causés par des charges verticales 121
4.4.1 Influence de l'épaisseur de la dalle et de la dimension des colonnes 122
4.4.2 Influence de la portée 123
4.4.3 Influence du rapport entre deux portées adjacentes 124
4.4.4 Influence de la charge utile 126
4.4.5 Influence de la portée transversale 127

4.5 Moments de flexion dans les colonnes causés par des déplacements imposés 127
4.5.1 Influence de l'épaisseur de la dalle et de la dimension des colonnes 128
4.5.2 Influence de la portée et du rapport des portées adjacentes 129
4.5.3 Influence de la hauteur de la colonne 130

4.6 Discussion des résultats et synthèse 131
4.6.1 Charges verticales 131
4.6.2 Déplacements imposés 132
4.6.3 Dalle de toiture ou colonnes munies d'une rotule 134
4.6.4 Fissuration 136

4.7 Répercutions pour le dimensionnement selon Code Modèle CEB – FIP 1990 140
4.7.1 Charges verticales 140
4.7.2 Retrait de dessiccation 143
4.7.3 Différence de température 144
4.7.4 Coefficient β multipliant la charge verticale 145

4.8 Conclusions et recommandations 146

5 Conclusions 149

5.1 Synthèse 149

5.2 Recommandations pour la pratique 152

5.3 Recherche future 153

Références bibliographiques 155

Listes des figures et des tableaux 165

Curriculum Vitae 173

1 Introduction

1.1 Motivation

« L'échec de nos calculs, nous l'appelons hasard »

Albert Einstein

Cette citation d'Albert Einstein peut s'appliquer à des problèmes élémentaires des sciences naturelles et des sciences de l'ingénieur. Les calculs actuels dans les différents domaines des sciences naturelles reposent en grande partie sur un éventail de suppositions ou d'estimations. Souvent, des prévisions ne peuvent être faites qu'à un très faible degré de précision. Comme les lois régissant les sciences naturelles constituent la base des sciences de l'ingénieur, on y retrouve les mêmes incertitudes. En particulier dans le domaine du génie civil, les méthodes de calcul, la connaissance des matériaux et la construction d'un ouvrage sont autant de points où des estimations et des imprécisions sont inévitables. La marge de sécurité vis-à-vis de la ruine est alors fortement variable d'un élément de structure à l'autre, ce qui oblige les normes et les réglementations à imposer des coefficients partiels de sécurité qui sont importants pour les états-limites ultimes.

Les éléments constituant un ouvrage sont parfois surdimensionnés, au détriment de la rentabilité et de l'esthétique. Le *poinçonnement*[1] des planchers dalles est un exemple typique où la sécurité doit impérativement être suffisamment assurée par rapport à la rupture. Le phénomène de rupture est complexe et fait intervenir de nombreux paramètres ne pouvant pas tous être intégrés dans les méthodes de calcul. De plus, le poinçonnement est un mode de rupture fragile pouvant conduire à un effondrement de la dalle voire même à la ruine du bâtiment. Enfin, la charge ultime dépend énormément de la qualité des matériaux, des conditions de mise en place et des aléas propres à chaque chantier, en particulier la précision de la pose d'une armature de poinçonnement ou des évidements dans la dalle autour de la colonne. Les essais en laboratoire sur des dalles identiques montrent une grande variation de

[1] Tous les termes définis dans cette recherche sont marqués en italique pour une question de clarté

la charge ultime. Tout cela conduit les normes de construction à formuler des réserves importantes vis-à-vis de la rupture par poinçonnement.

Dans un marché de plus en plus concurrentiel, l'ingénieur doit faire face à de nouveaux défis tant technologiques que techniques. Des impératifs esthétiques ou économiques l'obligent à concevoir et à calculer des structures de plus en plus élancées. Il est maintenant courant de concevoir des dalles avec une forte armature de poinçonnement puisque de nouvelles technologies permettent d'augmenter fortement la résistance, sans modifier pour autant la géométrie propre des éléments porteurs. Les exigences architecturales ou l'aménagement intérieur, que ce soit pour des bureaux ou des parkings, demandent le plus souvent une grande souplesse quant à l'emplacement des colonnes dans un bâtiment. Les portées peuvent fortement varier de part et d'autre d'une colonne, induisant une rotation de la dalle sur les porteurs verticaux. De par la conception le plus souvent monolithique des structures porteuses, ces rotations induisent inévitablement des moments de flexion dans les colonnes. Ces moments peuvent aussi avoir comme origine des déplacements horizontaux de la dalle (retrait différentiel du béton entre deux dalles, différences de température, précontrainte) ou des charges horizontales (vent, séisme). Si la connexion est monolithique, il est pratiquement impossible d'éviter la transmission d'un moment de flexion de la dalle aux colonnes. Pour une géométrie parfaitement symétrique, les charges utiles placées de façon asymétrique créent également des moments de flexion dans les colonnes. Il s'ensuit une réduction inévitable de la résistance ultime au poinçonnement.

La force verticale dans les colonnes est toujours connue avec une certaine précision à l'aide de la descente de charge. Il n'en va pas de même pour les moments de flexion qui sont le plus souvent inconnus. Des outils qui pourraient aider l'ingénieur à prendre une décision lui manquent souvent pour définir la nécessité d'un calcul rigoureux. C'est pourquoi certaines normes donnent des coefficients partiels pour les actions afin de tenir compte d'éventuels moments. Ces coefficients pénalisent, dans de nombreux cas, trop sévèrement le dimensionnement des structures aux états limites ultimes.

La conception moderne d'un bâtiment du type « planchers dalles » passe par la maîtrise et la connaissance des paramètres influençant le poinçonnement. Ce mode de rupture dicte très souvent la dimension des éléments porteurs soulevant des questions à la fois économique, esthétique et technologique. Le rôle joué par les moments de flexion sur la résistance au poinçonnement doit être maîtrisé afin d'assurer la sécurité structurale.

1.2 Objectifs et limites de l'étude

La résistance au poinçonnement des dalles est un sujet abondamment étudié depuis le début de ce siècle. Les premières études datent de 1913 par Talbot [142] et à l'heure actuelle de

nombreux chercheurs tentent encore d'expliquer ce mode de rupture. La majorité des recherches concernent des cas de poinçonnement dit centré ou axisymétrique, où la dalle ne transmet aucun moment de flexion aux colonnes. Or la conception des dalles passe le plus souvent par une connexion monolithique des éléments porteurs. Dans ce cas, la transmission d'un moment de flexion de la dalle aux colonnes est presque inévitable et on parle alors de *poinçonnement excentré*[2]. Le poinçonnement excentré a été étudié principalement en Amérique du Nord dès le début des années soixante. C'est à Moe [110] que l'on doit les premiers essais en laboratoire concernant la mise en évidence du rôle joué par le moment de flexion sur la résistance ultime. En 40 ans, le nombre d'essais de poinçonnement excentré en laboratoire reste relativement faible, notamment ceux qui ont été faits avec une armature de poinçonnement.

Cette thèse a pour but de contribuer à une meilleure compréhension du poinçonnement excentré des planchers dalles avec ou sans armature de poinçonnement par le biais d'essais en laboratoire. Elle met en évidence le rôle joué par un moment de flexion transmis aux colonnes sur la résistance au poinçonnement. Les essais en laboratoire sur des dalles de grande échelle constituent un volet incontournable de la recherche vu la complexité du phénomène. La modélisation numérique et analytique du poinçonnement doit nécessairement s'appuyer sur des essais expérimentaux pour être validée, puisque le nombre de paramètres intervenant dans le mécanisme de rupture est élevé.

L'étude expérimentale présentée dans ce travail fait intervenir trois variables qui sont l'excentricité de la force, le pourcentage d'armature longitudinale et la présence ou non d'armature de poinçonnement. Seules des excentricités faibles à modérées ont été testées afin de simuler celles rencontrées dans les colonnes de bâtiments contreventés à l'aide de murs et de noyaux rigides. C'est le cas de la grande majorité des bâtiments de ce type construits en Suisse.

L'intensité des moments de flexion transmis de la dalle aux colonnes dépend d'une multitude de paramètres, tels la géométrie propre de la dalle, la dimension des éléments, les charges, les déplacements imposés, la fissuration de la dalle et de la colonne, etc. Le problème majeur de l'ingénieur est de pouvoir estimer dans quelles conditions il peut négliger les problèmes liés au poinçonnement excentré. En d'autres termes, il faut établir quelles sont, dans un bâtiment, les colonnes qui nécessitent un calcul du moment de flexion en plus de l'effort tranchant. La détermination du moment de flexion dans les colonnes n'est pas aisée et exige, dans de nombreux cas, le recours à des programmes informatiques. L'étude paramétrique effectuée dans ce travail donne des indications précieuses pour estimer ces moments et permet de montrer concrètement les cas où une analyse rigoureuse de la part de l'ingénieur est indispensable. Dans le cadre de cette étude, l'influence des charges horizontales (vent, séisme) n'est pas prise en compte. Les moments engendrés par ces actions dépendent énormément de la structure et du système de stabilisation du bâtiment. *Il faut alors noter que l'étude présentée*

[2] ou combinaison entre un effort vertical et un moment de flexion (définis au chapitre 2)

dans ce travail ne concerne que les bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides situés en dehors des zones sismiques. Cette recherche a deux objectifs :

- Mieux comprendre les mécanismes d'une rupture par poinçonnement excentré à l'aide d'essais en laboratoire sur des dalles en béton armé avec et sans armature de poinçonnement ;
- Évaluer les moments de flexion dans les colonnes de bâtiments pour les cas d'actions directes et indirectes.

Ces objectifs atteints, il sera possible de quantifier et décrire l'influence de la rigidité des colonnes sur la résistance au poinçonnement des planchers dalles pour des bâtiments en dehors des zones sismiques.

1.3 Approche des normes

La rupture par poinçonnement est caractérisée par la formation d'un cône de poinçonnement. Ce cône a une inclinaison d'environ 25 à 35° par rapport au feuillet moyen de la dalle, mais cette inclinaison peut varier davantage suivant les caractéristiques de la structure. Les mécanismes permettant d'aboutir à une telle rupture sont complexes et suscitent de nombreuses discussions depuis plusieurs décennies. Les chercheurs s'accordent néanmoins à dire que la rupture est causée par un dépassement de la résistance à la traction du béton. Néanmoins, les modèles utilisés dans la majorité des normes font appel à la notion de contrainte de cisaillement τ définie en fonction de la résistance à la compression du béton. Cette contrainte de cisaillement est admise constante sur l'épaisseur de la dalle et agit sur un périmètre vertical situé à une certaine distance de la colonne. Ce périmètre est appelé *périmètre de contrôle* ou *périmètre critique* mais ne correspond à aucune réalité physique. La définition de ce périmètre varie suivant les normes ainsi que la valeur de la contrainte de cisaillement.

La section de contrôle est calculée à $0.5d$ (d est la hauteur utile de la dalle) pour les normes SIA 162 [139], ACI 318-95 [1], CSA A23.3 [27], DIN 1045 [32], BBK 94 [14], à $1.5d$ pour le British Standard [17] et l'Eurocode 2 [42], à $2d$ pour le Code Modèle CEB – FIP 1990 [20]. Il n'est dès lors pas étonnant de constater une grande différence entre les résistances au poinçonnement calculées suivant les normes. Ces différences atteignent plus de 40 % pour la dalle de nos essais entre l'Eurocode 2 et la norme américaine ACI 318-95. La comparaison des normes reste toujours délicate puisque les coefficients de sécurité partiels pour les propriétés des matériaux et pour les actions ne sont pas nécessairement comparables. C'est le cas notamment des coefficients partiels pour les actions qui varient d'une norme à l'autre comme le met en évidence le tableau 1.1.

Tableau 1.1: Coefficients partiels de sécurité concernant les actions

	Poids propre	Charges utiles
SIA 162	1.30	1.50
Eurocode 2	1.35	1.50
BS 8110-97	1.40	1.60
ACI 318-95	1.40	1.70
CSA A23.3	1.25	1.50
Code Modèle 1990	1.35	1.50

Lorsque la charge est introduite avec une excentricité, la surface de rupture perd son caractère symétrique autour de la colonne. Le cône de poinçonnement se développe principalement d'un côté de la colonne et la charge ultime diminue par rapport au cas centré. Les normes prennent en compte l'effet d'une excentricité et ceci d'une façon plus ou moins détaillée (tab. 1.2). Le périmètre de contrôle reste le même que pour le cas centré, mais les contraintes tangentielles varient autour du périmètre critique.

Tableau 1.2: Prise en compte du poinçonnement excentré selon diverses normes

Normes	Pays	Périmètre de contrôle	Prise en compte du poinçonnement excentré	
SIA 162	Suisse	0.5d	Non	-
DIN 1045	Allemagne	0.5d	Non	-
Eurocode 2	Europe	1.5d	Partielle	Coefficient*
Code Modèle 1990	Europe / Monde	2d	Oui	Formule explicite*
BKK 94	Suède	0.5d	Oui	Formule explicite*
BS 8110	Grande Bretagne	1.5d	Oui	Formule explicite*
CSA.A23.3	Canada	0.5d	Oui	Formule explicite*
ACI 318	USA	0.5d	Oui	Formule explicite*

* *voir état des connaissances, section 2.3*

Le tableau 1.2 ne donne pas une liste exhaustive de toutes les normes, mais permet de montrer que la Suisse, avec la norme suisse SIA 162 [139], est l'un des seuls pays qui n'établit pas de marche à suivre afin de résoudre le problème du poinçonnement excentré. Toutefois, la norme suisse précise à l'article 3 25 404 que : « *le cas échéant on tiendra compte de la répartition non uniforme de l'effort tranchant le long du périmètre déterminant* ». L'Eurocode 2 [42] prend en compte partiellement l'effet d'un moment de flexion à l'aide d'un coefficient β majorant la charge de dimensionnement indépendamment de l'intensité du moment. Ce coefficient vaut $\beta = 1.15$ pour une colonne intérieure, mais peut valoir $\beta = 1.0$ si aucun moment de flexion n'est transmis à la colonne. Les normes qui prennent en compte le poinçonnement excentré à l'aide d'une formule explicite sont passées en revue au chapitre 2.

La façon de calculer la résistance au poinçonnement et de tenir compte d'un moment de flexion varie énormément d'une norme à l'autre. Notamment les coefficients de sécurité partiels sont différents pour les actions et pour les propriétés des matériaux. Il est alors délicat voire même dangereux d'utiliser seulement des éléments d'une norme pour évaluer la résistance au poinçonnement d'une autre norme.

1.4 Contenu de la thèse

L'étude commence au **chapitre 2** par un historique du poinçonnement excentré et une revue détaillée des normes et des codes en vigueur. L'accent est mis sur les recherches qui ont contribué à une meilleure compréhension du poinçonnement excentré sans pour autant oublier celles qui permettent de comprendre le phénomène général. L'état des connaissances montre les différents modèles analytiques, numériques et les principaux essais qui mettent en évidence le rôle joué par un moment de flexion sur la résistance au poinçonnement. Seules les normes qui prennent en compte le poinçonnement excentré sont décrites.

Le **chapitre 3** constitue un résumé de la campagne d'essais, fondement de cette étude. Il s'agit de cinq essais de poinçonnement excentré et de deux essais centrés. Les dalles sont en béton armé dont les dimensions valent 3 x 3 x 0.15 m avec une colonne carrée de 0.30 m d'épaisseur. Le programme et les principaux résultats des essais sont rappelés. Il ne s'agit que d'un survol de la campagne d'essai qui a fait l'objet d'une publication particulière (rapport des essais [82]). Les essais effectués sont comparés à 50 autres essais donnés dans la littérature à l'aide de trois normes traitant de façon détaillée du poinçonnement excentré. Ces normes sont le Code Modèle CEB – FIP 1990 [20], la norme américaine ACI 318-95 [1] et la norme britannique BS 8110-97 [17]. Cette comparaison met en évidence les paramètres qui influencent la résistance au poinçonnement, la marge de sécurité et les lacunes de ces diverses normes.

Le **chapitre 4** donne les résultats d'une étude paramétrique sur l'intensité des moments de flexion dans les colonnes causés par les charges verticales et les déformations imposées de la dalle. Les calculs sont effectués à l'aide de programme d'éléments finis élastique linéaire MAPS. Cette étude montre l'influence des nombreux paramètres et permet de dégager des solutions optimales quant à la dimension des éléments porteurs en cas de poinçonnement excentré. Le rôle joué par les déformations imposées sur la résistance au poinçonnement des planchers dalles est mis en évidence ainsi que le problème de la superposition d'actions directes et indirectes.

Les conclusions ainsi que les recommandations pratiques sont présentées au **chapitre 5.**

2 État des connaissances

2.1 Introduction

La rupture par poinçonnement est un phénomène abondamment étudié depuis le début de ce siècle. De nombreux chercheurs du monde entier se sont attelés à ce problème tant le phénomène est complexe. La littérature concernant le *poinçonnement centré*[1] ou *axisymétrique* est abondante et les premiers essais datent de 1913 par Talbot [142]. C'est seulement environ 30 ans plus tard que les premiers chercheurs se penchent sur la problématique du *poinçonnement excentré*[2]. En cette fin du 20^{e} siècle, le sujet du poinçonnement excentré reste un pôle de recherche très actif, principalement en ce qui concerne la problématique liée au séisme et à l'utilisation de nouvelles armatures de poinçonnement.

L'état des connaissances est passé en revue chronologiquement. C'est pourquoi, le paragraphe 2.2.1 porte le titre d'*historique du poinçonnement excentré*. L'accent est mis sur le poinçonnement excentré des colonnes intérieures bien que certaines recherches sur le poinçonnement centré soient également mentionnées. Ces dernières contribuent à une meilleure compréhension du phénomène en général et mettent en évidence les paramètres importants.

La dernière partie de ce chapitre est consacrée à un bref examen des différentes normes et de la manière dont elles tiennent compte des moments de flexion pour le dimensionnement au poinçonnement. Seules les normes qui traitent du poinçonnement excentré sont mentionnées.

[1] L'effort vertical est introduit de façon totalement centré dans la colonne
[2] Combinaison entre un effort vertical et un moment de flexion dans la colonne

2.2 Poinçonnement centré et excentré

Le terme poinçonnement est utilisé pour définir une rupture localisée d'une connexion entre une dalle et une colonne. La dalle se rompt le long d'une surface inclinée qui s'étend du feuillet en compression au nu de la colonne jusqu'au feuillet en traction à une certaine distance de la colonne. La rupture est matérialisée par une fissure de traction inclinée d'un angle de 25° à 35° par rapport au feuillet moyen de la dalle. Cet angle varie encore davantage selon si l'on utilise une armature de poinçonnement ou de la précontrainte.

Poinçonnement centré ou axisymétrique

Dans les cas où seule une charge verticale est transmise de la dalle à la colonne, la surface inclinée prend la forme d'un cône tronqué (fig. 2.1). On parle alors de *poinçonnement centré* ou *axisymétrique*. La figure 2.1 montre une rupture typique par poinçonnement près d'une colonne intérieure. La première fissure est une fissure tangentielle en face supérieure causée par le moment flexion. Elle est située à proximité immédiate de la colonne. Par la suite, des fissures radiales apparaissent au nu de la colonne et s'éloignent progressivement avec l'augmentation de la charge verticale. Ces fissures superficielles sont suivies par des fissures inclinées progressant à l'intérieur du béton pour un niveau de charge correspondant à 50 - 70 % de la charge ultime. Ces fissures inclinées finissent par se localiser en une fissure principale, dite *fissure de poinçonnement*. Cette fissure n'est visible en surface que lorsque la dalle atteint sa charge ultime. L'enrobage de béton est alors arraché par les barres d'armature longitudinale en traction.

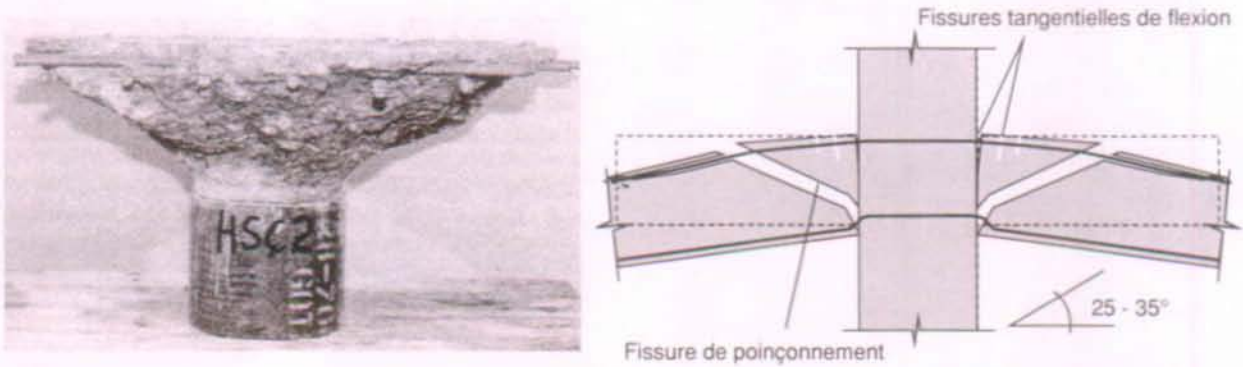


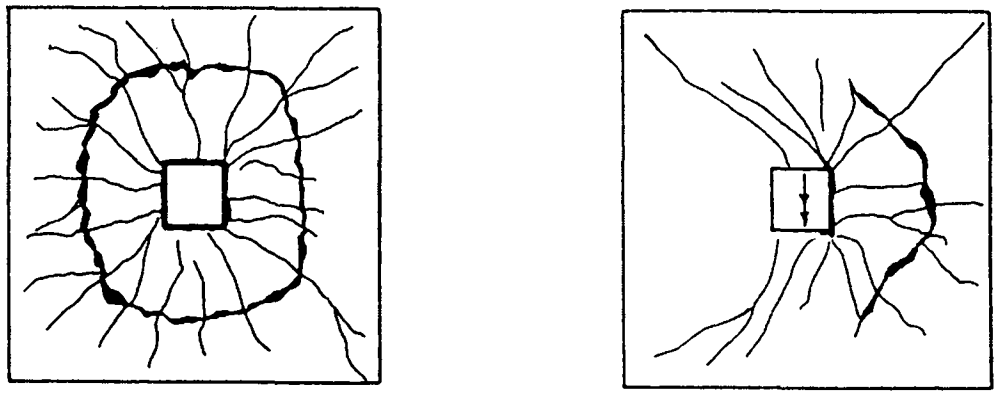
Figure 2.1: Photo d'une rupture par poinçonnement centré tiré d'Hallgrenn [59] et coupe schématique des principales fissures observées lors de la rupture

Pour des taux d'armature usuels, une partie des barres longitudinales dans la dalle près de la colonne atteignent leur limite d'écoulement avant la rupture par poinçonnement. Cependant, les déformations subies par la dalle restent faibles et la rupture par poinçonnement est soudaine et instantanée. Pour des taux d'armature faibles, il est toutefois possible que toutes les barres d'armature atteignent leur limite d'écoulement. Dans ce cas, la rupture par

poinçonnement ne peut pas avoir lieu puisque la dalle se rompt avant par flexion. Dans ce cas, les déformations subies par la dalles peuvent être plus importantes.

Poinçonnement excentré

Dans les cas où la dalle transmet une charge verticale et un moment de flexion, on parle de *poinçonnement excentré*. L'effet combiné de la charge verticale et du moment peut être remplacé par une charge verticale excentrée par rapport à l'axe de la colonne. Dans ce cas, la surface de rupture se forme du côté de la colonne où l'excentricité est appliquée. Cette surface n'est plus nécessairement un cône tronqué, mais peut devenir asymétrique autour de la colonne suivant l'intensité du moment de flexion. Cette asymétrie grandit avec l'augmentation de l'excentricité.



a) Force verticale uniquement *b) Moment de flexion uniquement*

Figure 2.2: Etat de fissuration et fissures de poinçonnement à la rupture (vue en plan de la dalle)

La figure 2.2a montre une rupture par poinçonnement centré résultant uniquement d'une force verticale, tandis que la figure 2.2b montre une rupture par poinçonnement résultant uniquement d'un moment de flexion. Lorsqu'une charge verticale et un moment de flexion sont appliqués simultanément, on se trouve alors dans une situation intermédiaire entre la figure 2.2a et 2.2b.

Les séquences de fissuration sont les mêmes qu'en cas de poinçonnement centré si ce n'est que les fissures se concentrent plutôt du côté où la force est appliquée. Plus l'excentricité est importante, plus la rupture est ductile. Cela peut se comprendre par le fait que le béton ne cède pas simultanément tout autour de la colonne.

Pour une bonne compréhension de ce qui suit, il convient de définir le terme de *moment non balancé* M_{nb}. Le moment non balancé, que les anglophones nomment « unbalanced moment », est le moment de flexion que la dalle transmet aux colonnes au droit de la connexion. Si l'on prend le problème de l'autre côté c'est-à-dire si l'on applique un moment de flexion M_{nb} à la colonne, cet effort est repris dans la dalle par trois composantes : les moments de flexion et de torsion ainsi que l'effort tranchant. Ces trois contributions sont montrées à la figure 2.3. Le

moment M_{nb} est matérialisé par un couple de forces horizontales. On constate qu'une partie de ce moment induit des efforts tranchants variables autour du périmètre considéré ; ces efforts viennent s'ajouter ou se soustraire aux efforts tranchants déjà causés par une force verticale. Par rapport à un cas de poinçonnement centré, l'effort tranchant est alors localement plus élevé ce qui induit nécessairement une réduction de la résistance au poinçonnement. Le paragraphe suivant donne des indications sur les proportions respectives de ces trois composantes internes dans la dalle.

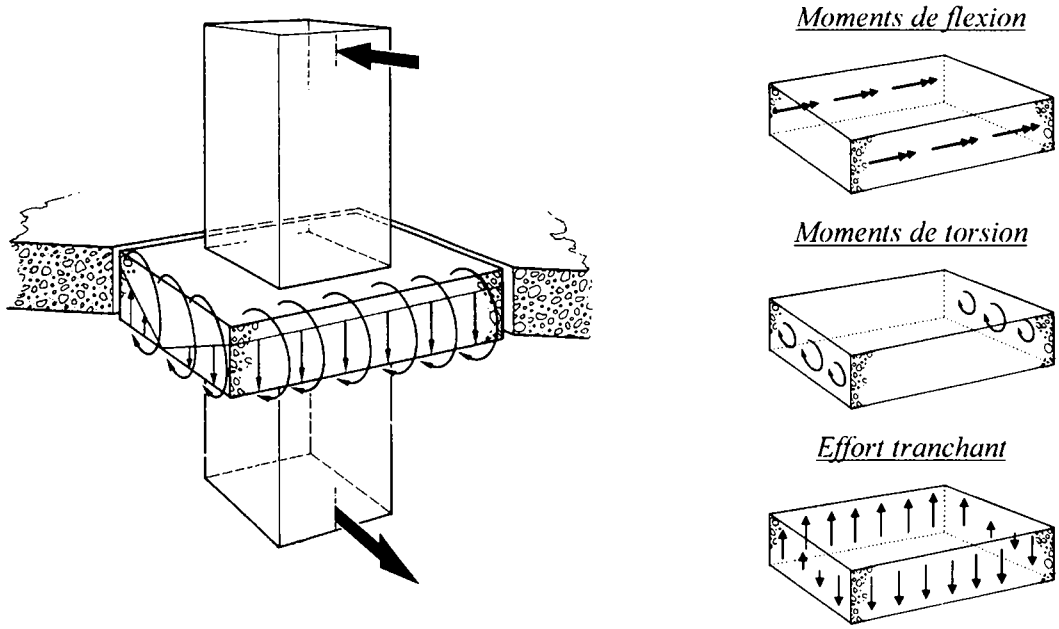


Figure 2.3: Efforts internes dans la dalle dus à un moment de flexion non balancé M_{nb} appliqué à la colonne (M_{nb} est matérialisé par un couple de forces horizontales)

2.2.1 Historique du poinçonnement excentré

Bien que les premières études sur le comportement théorique et expérimental des poutres en béton armé datent du 19^e siècle, c'est au début du 20^e siècle que les chercheurs commencent à se pencher sur les problèmes liés à l'effort tranchant dans les dalles. C'est en **1913** que Talbot [142] présente les premiers résultats d'essais sur des fondations. L'auteur teste à la rupture cent quatorze fondations chargées par le biais d'un mur et quatre-vingts trois fondations chargées par le biais d'une colonne. Vingt essais présentent une rupture par cisaillement du béton. Talbot défini la contrainte de cisaillement v par la formule suivante :

$$v = \frac{V}{4(c+2d)jd} \quad [\text{psi}] \qquad (2.1)$$

où c est la longueur du côté de la surface chargée, d est la hauteur statique de la dalle, jd est le bras de levier des forces internes, V est l'effort tranchant (fig. 2.4). Il constate que la

contrainte v[3] atteint une valeur relativement haute pour des dalles dont le taux d'armature longitudinale est important. Les études menées par Talbot sur des fondations en béton ont été utilisées pour établir les normes de l'époque dans plusieurs pays.

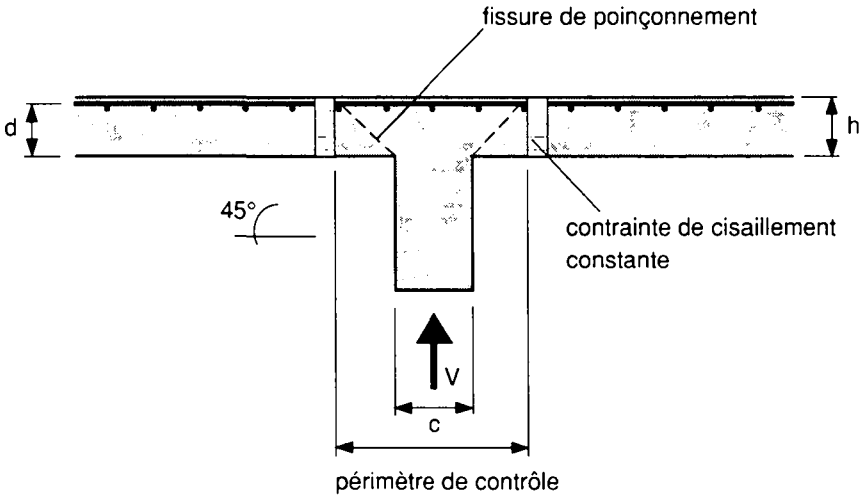


Figure 2.4: Périmètre de contrôle d'après Talbot [142]

En **1948**, Richart [131] effectue une importante campagne d'essais sur la résistance à l'effort tranchant des fondations. La plupart des essais montrent une rupture par poinçonnement. Richart observe que la rupture est caractérisée par un haut niveau de contraintes dans l'armature longitudinale et une fissuration très importante autour de la colonne. Richart utilise l'équation 2.1 développée par Talbot et constate que l'état de contraintes tangentielles à une distance d du nu de la colonne varie de $0.05f_{cc}$ à $0.09f_{cc}$, où f_{cc} est la résistance à la compression du béton mesurée sur cylindres.

Les résultats de cette recherche ont été utilisés pour le dimensionnement des dalles. Il faut toutefois noter que les fondations testées étaient très épaisses. C'est pour cette raison que l'extrapolation des résultats a été mise en doute par de nombreux chercheurs.

En **1953**, Hognestad [70] évalue à nouveau les essais effectués par Richart dans le cas de dalles en béton armé. Il montre que l'équation 2.1 ne donne pas une sécurité suffisante en cas de rupture par poinçonnement des dalles. Selon Hognestad la résistance ultime au poinçonnement dépend principalement de trois variables :

- Les propriétés des matériaux utilisés pour la dalle (la résistance à la compression du béton, le type et la quantité d'armature de flexion) ;
- La forme et la grandeur de la colonne par rapport à l'épaisseur de la dalle ;
- La portée et les conditions d'appuis de la dalle.

[3] La contrainte tangentielle v donnée par des auteurs américains est en principe donnée en psi (pounds square inches) tandis que celle des autres auteurs est donnée en MPa. Pour des raisons de clarté, l'unité de v est donnée pour chaque formule de ce chapitre

Hognestad pense que la rupture par poinçonnement des dalles est localisée dans la zone de compression directement autour de la colonne. C'est pour cette raison que le calcul des contraintes doit être effectué autour d'un périmètre u_0 situé au nu de la colonne. De cette manière, il obtient une meilleure corrélation avec les résultats d'essai. Pour déterminer la résistance ultime au poinçonnement des dalles, l'expression empirique suivante est proposée :

$$v = \frac{V}{7/8\ u_0 d} = \left(0.035 + \frac{0.07}{\phi_0}\right) f_{cc} + 130 \quad \text{[psi]} \tag{2.2}$$

où ϕ_0 est le rapport entre la charge ultime à l'effort tranchant et la charge ultime à la flexion de la dalle, u_0 est le périmètre de la colonne. La capacité ultime à la flexion est calculée à l'aide de la théorie des lignes de rupture. Elle dépend des propriétés de la dalle, de la dimension et de la position de la colonne. L'équation 2.2 est seulement valable pour les dalles dont les dimensions et les caractéristiques du béton sont proches de celles des essais réalisés par Richart.

En **1956**, Elstner et Hognestad [39] testent 38 dalles carrées en béton armé de 1.82 x 1.82 x 0.15 m avec une colonne carrée. Les variables des essais en question sont la résistance à la compression, le pourcentage d'armature de flexion en compression et en traction, l'armature de poinçonnement, la dimension de la colonne (0.254 m et 0.355 m) et l'excentricité de la force. Deux dalles sont testées avec une excentricité de 0.178 m. Il s'agit des premiers essais de poinçonnement excentré qui ont été publiés. Elstner et Hognestad concluent que l'armature de compression ainsi que l'excentricité de la force semblent avoir peu ou pas d'influence sur la résistance ultime. Le fait qu'une excentricité d'environ 0.5 fois la dimension de la colonne n'a pas d'influence sur la charge ultime semble très douteux. Cela résulte sans doute du fait que le bâti de charge ne permet pas un mouvement horizontal de la colonne, ce qui élimine tout moment au niveau de la connexion. Les conclusions de Elstner et Hognestad sont d'ailleurs en contradiction avec celles d'autres auteurs et du présent travail. Les auteurs proposent l'équation 2.3 pour prédire la charge ultime de leurs essais.

$$v = \frac{V}{7/8\ u_0 d} = \frac{0.046 f_{cc}}{\phi_0} + 333 \quad \text{[psi]} \tag{2.3}$$

En **1959**, Rosenthal [132] publie les résultats d'une étude expérimentale sur 11 dalles circulaires de diamètre de 0.10 m d'épaisseur avec une colonne circulaire de 0.20 m de diamètre. Trois dalles sont testées avec une excentricité de la force allant jusqu'à 0.10 m (0.5 fois la dimension de la colonne). Sur les trois dalles testées de façon excentrique, deux donnent une charge ultime identique à celle chargée de façon centrée. L'auteur l'explique par le fait que le vérin ne peut pas bouger horizontalement. Pour le troisième essai, le bâti de charge est modifié afin de permettre le mouvement horizontal de la colonne. Rosenthal est alors le premier à mettre expérimentalement en évidence le rôle joué par l'excentricité de la

force. Pour une excentricité de 0.10 m, la charge ultime est diminuée d'environ 15 % par rapport au cas centré. L'auteur conclut que l'équation empirique 2.3 de Hognestad donne une bonne estimation de ses résultats d'essais.

En **1960**, Kinnunen et Nylander [77] développent un modèle mécanique pour l'analyse du poinçonnement centré. Ce modèle est basé sur l'observation de 61 dalles de 1.84 m de diamètre avec des colonnes circulaires. Le modèle montré à la figure 2.5 est composé de :

- Segments rigides localisés en dehors du cône de poinçonnement ; chaque segment est délimité par deux fissures radiales, par la fissure du cône de poinçonnement et par la circonférence de la dalle. Les segments rigides ainsi formés se comportent comme des éléments indéformables ;
- Un voile conique comprimé qui s'étend du nu de la colonne jusqu'à la fissure du cône de poinçonnement.

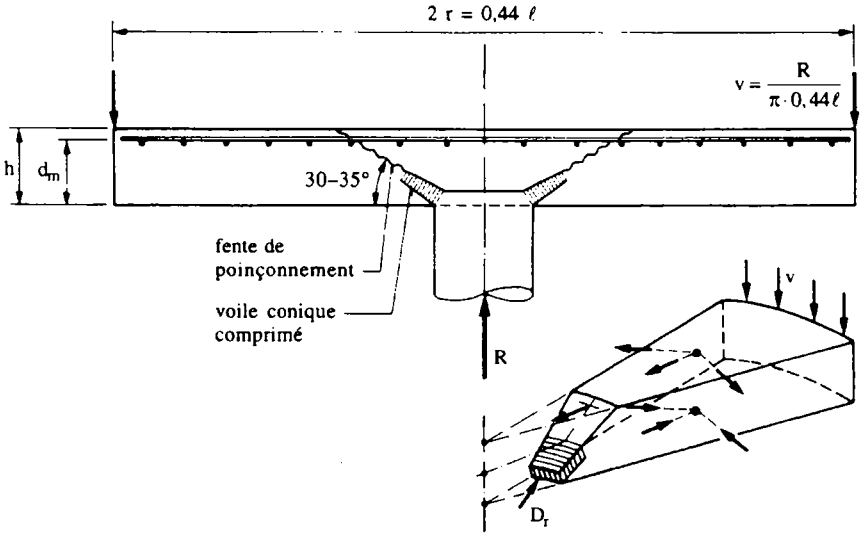


Figure 2.5: Modèle mécanique de Kinnunen et Nylander [77]

Le voile conique comprimé doit porter le segment rigide. Les forces sont déterminées sur la base des équations d'équilibre des forces du segment. Le critère de rupture est exprimé en fonction de la contrainte radiale de compression D_r basée sur des résultats d'essais. Le modèle a été originalement développé pour une armature axisymétrique[4]. Kinnunen et Nylander ont constaté que les essais donnent des charges ultimes d'environ 10 % plus élevées que celle données par le modèle. Ils concluent que cette augmentation est imputable à l'effet de goujons[5] de l'armature. Le modèle a été étendu par Kinnunen [76] afin de tenir compte d'une armature orthogonale et des forces de goujons des barres longitudinales. Une version simplifiée de ce modèle a été adoptée dans la norme suédoise BKK79 [13].

[4] disposition de l'armature en cercles concentriques autour de la colonne
[5] « dowel effect » en anglais

En **1960**, Di Stasio et Van Buren [29] sont les premiers à proposer une solution analytique pour calculer les contraintes tangentielles au niveau de la connexion entre une dalle et la colonne soumise à un transfert de moment. L'approche est basée sur une décomposition des forces extérieures et intérieures s'appliquant à la connexion. La section critique est choisie à une distance de $h - 38$ mm du nu de la colonne, où h est l'épaisseur de la dalle. La figure 2.6 montre le périmètre critique pour une colonne intérieure. La force V et le moment M_y représentent les effets de la colonne sur la dalle.

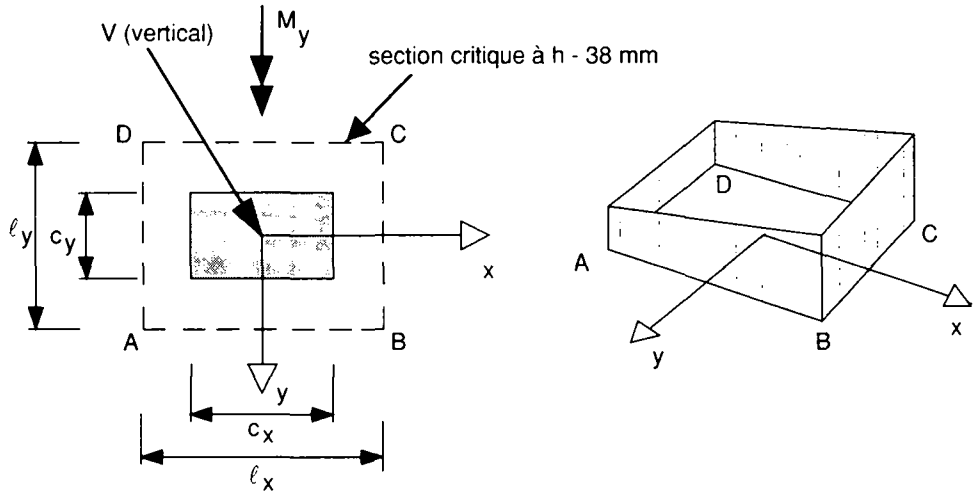


Figure 2.6: Périmètre critique et distribution des contraintes tangentielles sur le périmètre d'après Di Stasio et Van Buren [29]

Le moment de flexion M_y engendre des contraintes maximales dans le béton et dans les armatures au niveau des faces AD et BC du périmètre critique. Le moment M_y est supposé engendrer des efforts tranchants verticaux autour du périmètre critique et des moments de torsion sur les faces AB et DC. Les auteurs proposent une approche simplifiée pour calculer les contraintes tangentielles verticales :

$$v = \frac{8h}{7d}\left[\frac{V}{u\,h} + \frac{(M_y - M_f)x}{J_y}\right] c_1 \quad \text{[psi]} \tag{2.4}$$

où h est l'épaisseur de la dalle, d est la hauteur statique, u est le périmètre critique, M_f est le moment de flexion dans la dalle sur les faces AD et BC, x est défini à la figure 2.7, c_1 est un facteur prenant en compte l'effet de goujon des barres d'armature, J_y est le moment d'inertie polaire de la section critique défini par l'équation 2.5 pour une colonne intérieure. Le facteur $8h / 7d$ est employé pour des raisons de conformité par rapport à la norme américaine de 1960. La contrainte de cisaillement est donné par l'équation V / ujd avec j estimé à 7 / 8 (jd est le bras de levier des forces internes en flexion).

$$J_y = h\left[\frac{l_x^3}{6} + \frac{l_x h^2}{6} + \frac{l_y l_x^2}{2}\right] \tag{2.5}$$

où l_x et l_y sont définis à la figure 2.6.

Di Stasio et Van Buren ont également proposé une solution pour des colonnes de bord mais pas pour des colonnes d'angle. Il faut aussi souligner qu'ils n'ont pas discuté le cas d'armature de poinçonnement ou d'une section critique définie à une distance plus grande que $h - 38$ mm.

En **1961**, Moe [110] effectue une grande campagne d'essais sur des dalles en béton armé de 1.82 m x 1.82 m x 0.15 m. Cette campagne comporte 43 essais de poinçonnement dont 12 avec une excentricité de la force. Les principales variables sont : la présence de trous dans la dalle, la concentration d'armature de flexion au niveau de la colonne, l'armature de poinçonnement, la forme et la grandeur de la colonne, l'excentricité de la force. Les dalles testées avec une excentricité de la force ne comportent pas d'armature de poinçonnement. Le pourcentage d'armature longitudinale est de 1.34 % ou 1.50 % suivant les dalles.

Moe est le premier qui effectue une campagne d'essais intensive et donne une formule empirique pour le poinçonnement excentré. Ces analyses ont été menées indépendamment de celles de Di Stasio et Van Buren. Moe pense que dans le cas du poinçonnement centré, c'est la contrainte tri-axiale dans la zone en compression non fissurée du béton qui conduit à la rupture par poinçonnement. La distribution des contraintes et le mécanisme réel de la rupture sont considérés trop complexes par Moe pour être analysés.

Moe suggère un périmètre critique situé au niveau de la colonne (comme proposé par Hognestad). Après voir comparé ses essais à ceux de Richart, Elstner et Hognestad, Moe propose l'expression suivante pour la contrainte de cisaillement :

$$v = \left[15\left(1 - 0.075\frac{u_0}{d}\right) - 5.25\phi_u\right]\sqrt{f_{cc}} \quad \text{[psi]} \tag{2.6}$$

dont les termes sont déjà définis dans les équations 2.1, 2.2 et 2.3.

L'équation 2.6 est proportionnelle à $\sqrt{f_{cc}}$ puisque Moe se base sur le fait que la surface de rupture est souvent similaire à celle observée sur des éprouvettes sollicitées à la traction. Dans ce cas la résistance à la traction du béton est généralement admise comme étant proportionnelle à $\sqrt{f_{cc}}$.

Moe reconnaît que l'état de contrainte autour de la colonne dans le cas du poinçonnement excentré est complexe. Pour tirer des équations de dimensionnement, certaines simplifications doivent être faites. Premièrement, les contraintes tangentielles sont supposées constantes sur le périmètre critique perpendiculaire à l'axe de symétrique comme montré à la figure 2.7. Sur

le reste du périmètre, les contraintes tangentielles varient linéairement. La somme des moments intérieurs doit être en équilibre avec le moment non balancé M :

$$M = 2M_T + M_{II} - M_I + Vx$$

où x est l'excentricité de la résultante V.

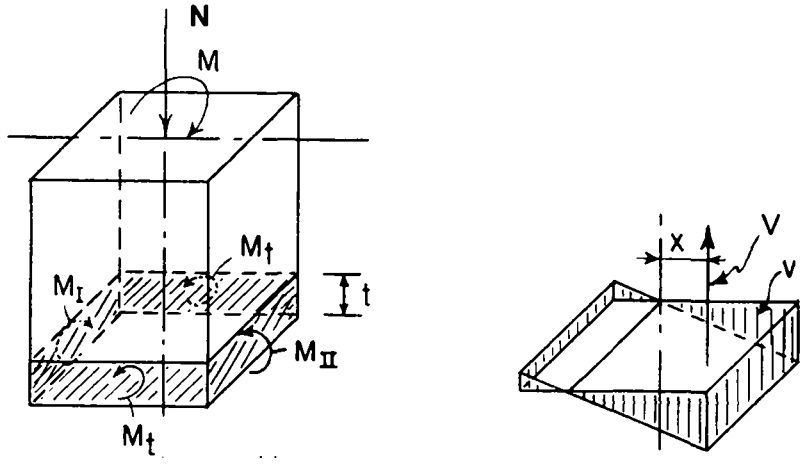


Figure 2.7: Efforts internes induits par M et N tirés de Moe [110]

Pour trouver la contrainte maximum due à un moment de flexion, il est admis la simplification suivante :

$$Vx = M - (2M_T + M_{II} - M_I) = KM \tag{2.7}$$

où K est un coefficient donnant la part du moment de flexion qui est transmis en effort tranchant. K est déterminé expérimentalement par Moe. L'auteur émet l'hypothèse selon laquelle les contraintes de cisaillement dues à la force N sont uniformément distribuées autour de la colonne. L'expression suivante est donnée pour des colonnes carrées :

$$v_{max} = \frac{N}{A_c} + \frac{KMx}{J_c} = \frac{N}{4cd} + \frac{3KM}{4c^2 d} = \frac{N}{4cd}\left[1 + \frac{3Ke}{c}\right] \text{ [psi]} \tag{2.8}$$

$$A_c = 4cd \text{ et } J_c = \frac{2c^3 d}{3} \tag{2.9}$$

où c est la longueur d'un coté de la colonne, d est la hauteur statique de la dalle et $x = M / N$ est l'excentricité de la force V par rapport à l'axe de la colonne.

La rupture par poinçonnement de la dalle est atteinte pour une valeur de v_{max} qui est la même que celle d'une dalle chargée de façon centrée. Au niveau de la section critique, la charge ultime est alors exprimée par :

$$P = \frac{4cdv_{\max}}{1+3K\frac{e}{c}} = \frac{V_0}{1+3K\frac{e}{c}} \tag{2.10}$$

où V_0 est la force ultime pour une dalle sans excentricité de la force.

Moe admet que plusieurs de ces hypothèses sont discutables, en particulier, celle selon laquelle la dalle atteint la charge de rupture pour une valeur de v_{max} pour une charge centrée ou excentrée. Dans ces deux cas, les essais montrent que l'état de fissuration et de contraintes dans les aciers au niveau du périmètre critique ne sont pas les mêmes et que par conséquent l'effort tranchant devrait aussi varier.

Moe définit expérimentalement la valeur $K = 1/3$, c'est à dire que 33 % du moment de flexion M est transmis en effort tranchant dans la section critique. L'auteur conclut néanmoins que la valeur de K est définie d'après des essais sur des colonnes carrées. D'autres recherches sont alors nécessaires pour déterminer K pour d'autres formes de colonnes.

Il est à noter que l'hypothèse de Moe quant au périmètre critique situé au nu de la colonne est très contestable. Les essais en laboratoire montrent tous un plan de rupture en forme de cône causé par une fissure principale en diagonale partant du nu de la colonne. C'est pourquoi le ACI-ASCE Committee 326 [2] après avoir reconsidéré les travaux de Di Stasio et Van Buren ainsi que ceux de Moe propose les règles suivantes pour le dimensionnement :

- Le périmètre critique est considéré à une distance $d / 2$ du nu de la colonne ;
- La contrainte tangentielle ultime sur le périmètre critique vaut $v_u = 0.33\sqrt{f_{cc}}$ où f_{cc} est la résistance à la compression du béton sur cylindre en MPa
- Pour les colonnes intérieures, la contrainte tangentielle maximale est donnée par :

$$v = \frac{V}{ud} + \frac{KM_y x}{J_y} \le 0.33\sqrt{f_{cc}} \text{ [MPa]} \tag{2.11}$$

où

$$J_y = d\left[\frac{l_x^3}{6} + \frac{l_x d^2}{6} + \frac{l_y l_x^2}{2}\right] \tag{2.12}$$

où $K = 0.2$ est la part du moment de flexion transmise en effort tranchant dans la dalle. On rappellera que pour Moe, $K = 1/3$. Les autres termes utilisés sont déjà définis plus haut et l'équation 2.12 est identique à l'équation 2.5, si ce n'est que h est remplacé par d.

En **1968**, Hanson et Hanson [61] testent au poinçonnement excentré seize colonnes intérieures et une colonne d'angle. Aucune des dalles n'est munie d'armature de poinçonnement. Les auteurs soumettent à une nouvelle évaluation les méthodes proposées par Moe, Di Stasio et Van Buren et ACI-ASCE Committee 326 [2]. Ils concluent que la méthode proposée par LE ACI-ASCE Committee 326 permet au mieux d'estimer la charge ultime de leurs essais. Par contre, le coefficient K semble valoir 0.4 au lieu de 0.2. Ils ne se prononcent pas sur l'influence d'une ouverture dans la dalle, d'une colonne d'angle ou d'une armature de poinçonnement.

En **1970**, Zaghlool, dePaiva et Glocker [153] étudient le comportement et la charge ultime de dalles en béton armé soumises à un poinçonnement excentré. Pour les colonnes intérieures soumises à un moment de flexion et à un effort tranchant, ils proposent l'équation suivante :

$$v_u = \frac{V}{u_0 d} + \frac{KMc}{2I_c} \quad \text{[psi]} \tag{2.13}$$

où u_0 est le périmètre critique de la colonne, I_c est le moment d'inertie du périmètre et c est la dimension de la colonne carrée et K est défini plus haut.

Les auteurs montrent que la méthode proposée par Moe [110] est trop conservatrice pour les colonnes de bord. La valeur de K est proposée à 0.4 pour les essais de Zaghlool, dePaiva et Glocker au lieu de 0.33 définie par Moe.

La même année, Mast [98] utilise la théorie d'élasticité des plaques pour étudier le transfert du moment de flexion de la dalle aux colonnes intérieures. Le moment non balancé est transmis en trois différentes composantes dans la dalle : le moment de flexion, de torsion et l'excentricité de l'effort tranchant. La section critique est admise proche de la colonne à une distance inférieure ou égale à 10 % de la portée L. Les conditions d'appuis et la dimension du périmètre critique ont une influence minime sur les résultats obtenus. Par contre, les résultats montrent une forte dépendance concernant la forme du périmètre de contrôle (x/y, voir fig. 2.8). La distribution des efforts internes pour le calcul élastique ne prend pas en compte la géométrie de la colonne.

La figure 2.8 reproduit une distribution du moment de flexion, de torsion et de l'effort tranchant autour du périmètre critique selon Mast. Le tableau 2.1 donne la répartition des efforts internes pour diverses formes et longueurs du périmètre critique. On constate que pour un périmètre carré la répartition vaut respectivement 34 %, 16 %, 50 % pour les trois efforts cités plus haut. Cette répartition ne change pas avec la dimension du périmètre pour autant que la forme reste carrée. Pour une colonne de forme allongée dans la direction x (direction perpendiculaire au vecteur moment), la répartition change et vaut 17 %, 12 %, 61 %. Dans ce cas, la part transmise en moment de flexion diminue et celle de l'effort tranchant augmente.

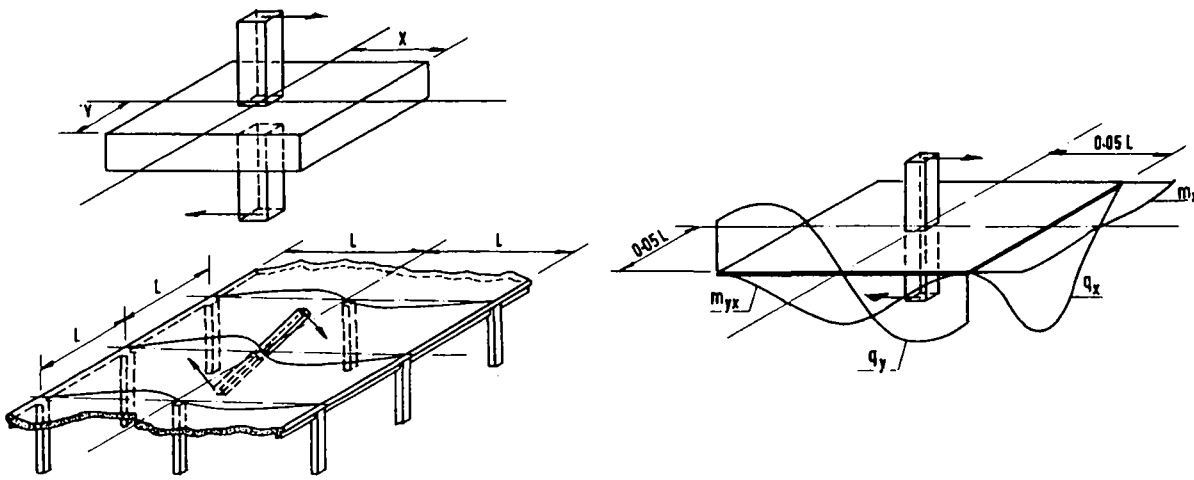


Figure 2.8: Modèle de dalle analysé par Mast [98] et exemple de distribution des moments de flexion, de torsion et d'effort tranchant sur un périmètre critique xy proche de la colonne

Tableau 2.1: Répartition en pour-cent du moment non balancé pour trois types d'efforts intérieurs d'après Mast [98]. Les deux chiffres entre parenthèses indiquent la part du moment de flexion induisant des efforts tranchants selon q_x et q_y respectivement

Définition du périmètre		**Pourcentage du moment qui est repris par :**		
x / L	y / L	**Flexion**	**Torsion**	**Effort tranchant (q_x, q_y)**
0.05	0.10	58 %	12 %	30 % (26, 4)
0.10	0.05	17 %	12 %	61 % (26, 35)
0.04	0.04	34 %	16 %	50 % (32, 18)
0.07	0.07	34 %	16 %	50 % (32, 18)
0.10	0.10	34 %	16 %	50 % (32, 18)

Mast met en évidence que la valeur de q_x est quasiment constante puisqu'elle varie entre 26 % et 32 % dans le tableau 2.1. Dans ce cas, l'auteur conclut que pour une colonne carrée, le coefficient K (équ. 2.8 et 2.11) vaut 0.3, c'est-à-dire que 30 % du moment de flexion est transmis en effort tranchant dans la section déterminante du périmètre critique.

En **1974**, Hawkins [62] propose de calculer les efforts dans la dalle à l'aide de la méthode de l'analogie des poutres[6]. Cette méthode a été développée par Anderson [10], Hawkins et Corley [65]. Elle est basée sur le principe selon lequel les forces internes dans la connexion dalle-colonne peuvent être obtenues par deux poutres qui se croisent au niveau de la colonne. Chaque poutre est capable de résister à la flexion, à la torsion et à l'effort tranchant. La partie du moment ou de l'effort tranchant supérieure à la charge ultime de la poutre peut être

[6] « beam analogy » en anglais

redistribuée dans les autres poutres. Le critère de ruine pour une colonne intérieure est donné par la rupture d'au moins trois poutres. Pour les colonnes de bord et d'angle le critère de ruine est atteint lorsque toutes les poutres sont rompues. Ce concept prédit 8, 2 et 3 combinaisons possibles d'effort ultime pour la flexion, la torsion et l'effort tranchant pour les colonnes intérieures, de bords et d'angles respectivement (voir fig. 2.9). Ce grand nombre de combinaisons rend l'analyse relativement difficile surtout en ce qui concerne les colonnes intérieures. L'approche permet de tenir compte de l'armature de poinçonnement par l'ajout de forces internes. Dans ce cas, l'armature de poinçonnement augmente la résistance à l'effort tranchant des poutres, mais n'augmente pas la résistance à la torsion. L'interaction entre un effort tranchant et un effort de torsion est indépendante de la quantité d'armature de poinçonnement dans la dalle.

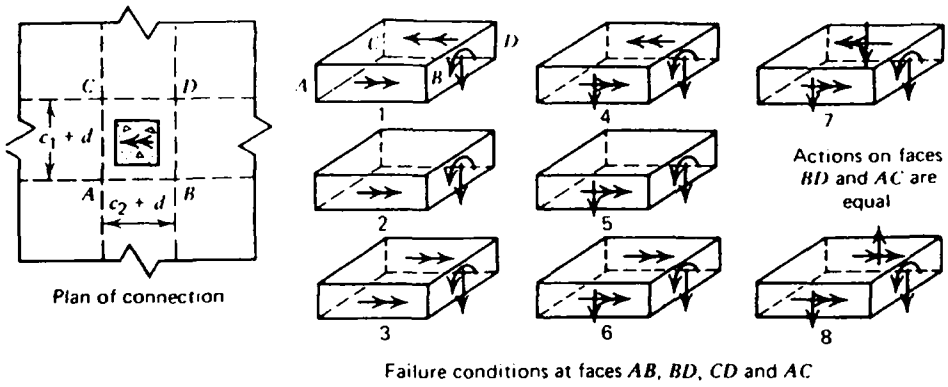


Figure 2.9: Modèle de l'analogie des poutres (« beam analogy ») proposé par Hawkins [62] avec les huit conditions d'équilibre possible pour une colonne intérieure.

Pour les colonnes intérieures, il est évident que la méthode proposée par Hawkins [62] est difficilement applicable pour des cas pratiques. C'est pourquoi les normes américaines n'ont jamais retenu cette méthode malgré des prédictions de la charge ultime très bonne par rapport aux divers essais en laboratoire. Cette méthode a aussi été utilisée pour prédire la charge ultime de colonnes de bord avec des têtes de poinçonnement comme décrit dans Hawkins et Corley [66].

En **1975**, Long [86] donne une formule empirique pour prédire la charge ultime au poinçonnement d'une colonne intérieure. Les considérations de l'auteur sont basées sur de précédentes publications. Il recommande pour la charge de poinçonnement d'une dalle la plus petite valeur des deux équations suivantes :

$$V_u = \frac{0.8\rho f_y d^2 \left(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_{cc}}\right)}{\left(0.2 - 0.9\frac{c}{L_s}\right)} \text{ [N]} \qquad (2.14)$$

$$V_u = \frac{16\,(u+d)\,d\,(100\rho)^{0.25}\sqrt{f_{cc}}}{0.75+4\frac{c}{L_s}} \text{ [N]} \qquad (2.15)$$

où L_s est la portée entre deux colonnes, f_y est la limite d'écoulement de l'armature, c est la longueur du côté de la colonne carrée, et ρ est le pourcentage d'armature de flexion. Il faut noter que Long fait intervenir la portée L_s pour définir la résistance au poinçonnement. L'équation 2.14 est basée sur l'hypothèse selon laquelle l'armature longitudinale atteint la limite d'écoulement tandis que pour l'équation 2.15, la rupture est atteinte avant l'écoulement des aciers.

Long a aussi étudié le cas d'un poinçonnement excentré. Il propose que les équations 2.14 et 2.15 soient multipliées par le plus petit des deux coefficients suivants :

$$Q_1 = \frac{1}{1+15\,e/L_s} \qquad (2.16)$$

$$Q_2 = \frac{1}{1+0.9\,e/u} \qquad (2.17)$$

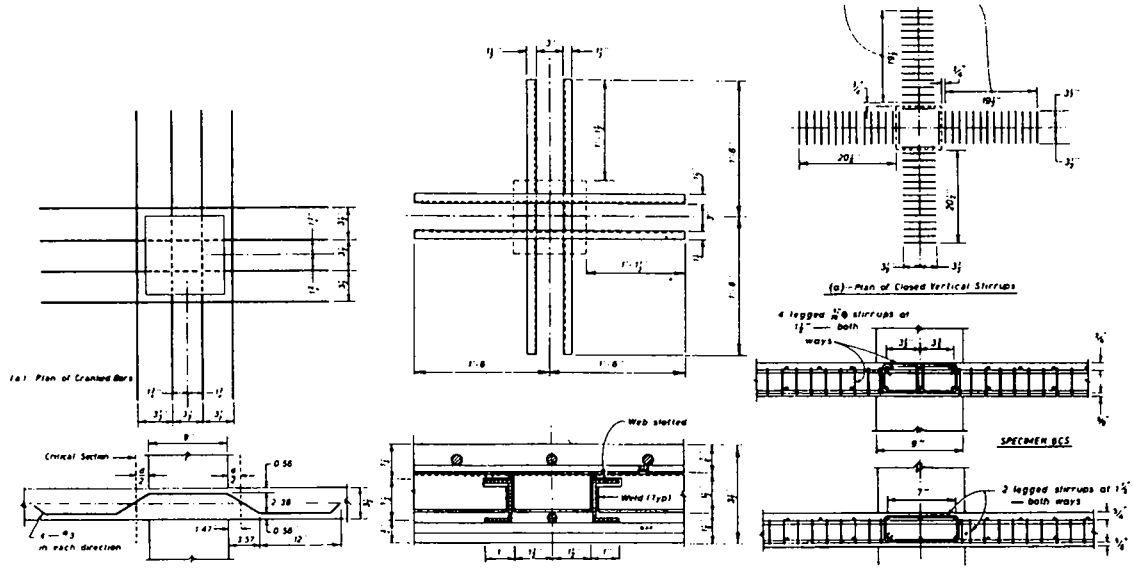
où e est l'excentricité de la force.

Il faut noter que les équations ci-dessus sont basées sur des essais avec une armature de flexion isotrope disposée dans des dalles carrées sur des colonnes carrées. Long recommande pour le dimensionnement de réduire la charge ultime P_u de 20 %.

La même année, Yamazaki [150] teste au poinçonnement excentré six dalles de 2.15 x 2.15 x 0.15 m avec une colonne carrée de 0.305 m. Toutes les dalles sont munies d'armature de poinçonnement et le pourcentage d'armature est de 0.96 et 1.40 %. L'excentricité de la charge vaut 127 mm et 584 mm. Yamazaki utilise un programme d'éléments finis pour analyser ces résultats d'essais et pour déterminer la répartition des efforts internes dans la dalle due à un moment non balancé. Pour le cas de l'excentricité de 584 mm, Yamasaki obtient des résultats quasiment identiques à ceux de Mast [98], c'est-à-dire qu'environ 1/3 du moment de flexion non balancé est transmis en effort tranchant au niveau de la section de contrôle. Pour l'excentricité de 127 mm, cette proportion atteint environ 40 %.

En **1976**, Islam et Park [72] sont les premiers à faire une campagne expérimentale intensive sur le poinçonnement excentré avec différents systèmes d'armature de poinçonnement. Ils mettent en évidence que les normes en vigueur sont basées sur un nombre très faible d'essais souvent marginaux. Islam et Park testent 8 dalles dont 5 sont munies d'armature de

poinçonnement soumises à un chargement cyclique. Les dalles ont une dimension de 3.05 x 2.28 x 0.09 m avec une colonne carrée de 0.23 m. L'armature est constituée d'étriers en forme de boucle (étriers fermés), de barres inclinées et de têtes de poinçonnement. La figure 2.10 met en évidence ces diverses armatures.



a) Barres inclinées *b) Tête de poinçonnement* *c) Etriers fermés*

Figure 2.10: Armature de poinçonnement utilisée par Islam et Park [72]

Les conclusions de l'étude sont les suivantes :

- Une connexion dalle-colonne sans armature de poinçonnement est caractérisée par une faible ductilité, une rupture soudaine et par une nette apparition d'un cône de poinçonnement ;
- L'utilisation de barres inclinées (fig. 2.10a) augmente la charge de rupture mais n'augmente pas la ductilité de la connexion ;
- L'utilisation de tête de poinçonnement (fig. 2.10b) augmente la charge de rupture mais n'augmente que modérément la ductilité de la connexion ;
- L'utilisation d'étriers en forme de boucle autour de l'armature de flexion (fig. 2.10c) augmente la charge de rupture ainsi que la ductilité de la connexion. Ce genre d'armature de poinçonnement est conseillé pour des connexions dalle-colonne pour lesquelles la ductilité est indispensable (en cas de tremblement de terre par exemple).

La même année, Park et Islam [118] proposent une méthode simplifiée de l'approche de l'analogie des poutres de Hawkins [62] pour des colonnes intérieures. Pour les auteurs, la force dans la connexion est obtenue par l'addition de moments de flexion, de torsion et des efforts tranchants dans toutes les poutres. Dans ce cas, la ductilité en flexion, torsion et en effort tranchant doit être suffisante au niveau du périmètre critique afin de permettre un

développement simultané de la capacité ultime des poutres. La méthode proposée permet aussi de tenir compte de l'armature de poinçonnement pour évaluer la charge ultime. Il faut noter que Park [117] donne une revue détaillée des différents aspects de la méthode de l'analogie des poutres.

En **1976**, Langohr, Ghali et Dilger [84] constatent que la rupture par poinçonnement est toujours une rupture fragile avec un cône de béton s'étendant de la zone de compression proche de la colonne jusqu'à l'armature de traction. Ils suggèrent alors d'augmenter la charge ultime par poinçonnement en disposant des goujons verticaux dont l'ancrage est assuré par des têtes soudées aux deux extrémités des barres. Sur la bas de leurs essais, ils proposent la formule suivante pour les dalles équipées de goujons :

$$V_u = 4\sqrt{f_{cc}}ud + \beta_s f_{ys} A_s \quad \text{[lb]} \tag{2.18}$$

où A_s est la section totale des goujons (section critique est considérée à $d/2$ du nu de la colonne), f_{ys} est la limite d'écoulement des goujons, et $\beta_s < 1.0$ est un coefficient de réduction de f_{ys} prenant en compte le fait que les goujons n'atteignent pas toujours f_{ys} à la rupture. Pour un dimensionnement les auteurs proposent la valeur de $\beta_s = 0.6$.

C'est à partir de cette période que les équipes des professeurs Ghali et Dilger entreprennent une campagne très active de validation et de mise au point des goujons comme système d'armature de poinçonnement. L'université de Calgary au Canada est rapidement devenue leader dans ce domaine de recherche.

En **1979**, Kanoh et Yoshizaki [74] tentent d'estimer la fraction du moment non balancé transmise en moment de torsion dans la dalle. Une approche semi-empirique est utilisée. Les auteurs testent 8 dalles dont la colonne est liée à la dalle seulement sur une face parallèle au côté libre de la dalle. La colonne peut alors transmettre seulement une torsion à la dalle. Les résultats indiquent qu'un grand moment peut être repris par torsion dans la dalle. Une équation est proposée divisant le moment non balancé en trois composantes distinctes : la flexion, la torsion et l'effort tranchant. L'équation ressemble fortement à celle donnée selon la méthode de l'analogie des poutres de Park et Islam. Les auteurs proposent une interaction linéaire entre le moment de flexion et l'effort tranchant. Leur équation est validée par des essais sur des connexions intérieures. Il est cependant très discutable que des essais de colonnes seulement connectées à une face de la dalle permettent de représenter une colonne intérieure transmettant les efforts sur ses quatre côtés.

La même année, Regan et al. [128] effectuent une importante étude expérimentale sur 60 dalles en béton armé. Des essais de poinçonnement excentré sont effectués sur 12 dalles de 2.0 x 2.0 x 0.08 m avec un taux armature de flexion de 1.05 %. Les auteurs proposent des formules empiriques qui seront par la suite incorporées dans la norme britannique BS 8110 [18] de 1985. Pour des colonnes intérieures soumises à un poinçonnement centré la force ultime résulte de l'équation suivante :

$$V_u = K_a K_{sc} \left(\frac{300}{d}\right)^{0.25} (100 \rho f_{cu})^{1/3} 2.69 (u + 7.85d) \text{ [N]} \qquad (2.19)$$

où $K_a = 0.13$ pour un béton ordinaire et 0.105 pour un béton léger, K_{sc} est un coefficient dépendant de la dimension de la colonne et du périmètre critique, u est le périmètre critique pris à $1.5\,d$ du nu de la colonne et f_{cu} est la résistance caractéristique à la compression sur cube. Il est a noter que les auteurs expriment la charge ultime en fonction de $\sqrt[3]{\rho f_{cu}}$, expression qui sera ensuite reprise par de nombreuses autres normes.

Après avoir revu la proposition de Long (équ. 2.16 et 2.17), Regan et al. proposent l'équation 2.20 qui permet de tenir compte d'une excentricité de la force.

$$V_{ue} = \frac{V_u}{1 + \dfrac{1.5e}{u + 2d}} \text{ [N]} \qquad (2.20)$$

où e est l'excentricité de la force introduite dans la colonne.

La même année, Cleland, Franklin et Long [25] publient les résultats de 8 essais sur des dalles précontraintes soumises à un effort combiné d'un effort tranchant et d'un moment de flexion. Ils testent 5 colonnes de bord et 3 colonnes intérieures. Les dalles ont une dimension de 2.50 x 2.50 x 0.06 m avec une colonne carrée de 0.17 m. Le pourcentage d'armature de flexion varie entre 0.71 % et 1.53 % tandis que la contrainte de compression due la précontrainte varie entre 1.17 N/mm^2 et 3.52 N/mm^2. Les auteurs montrent que la norme américaine ACI 318-77 et la norme britannique CP 110 sont conservatrices pour le cas d'un moment non balancé avec de la précontrainte. Ils proposent une modification de la contrainte de cisaillement de dimensionnement v_c avec une prise en compte de l'acier de précontrainte :

$$v_c = 1.33 \sqrt[3]{\rho_e f_{cu}} \text{ [MPa]} \qquad (2.21)$$

où ρ_e est le pourcentage d'armature équivalent (armature passive et précontrainte) et f_{cu} est la résistance à la compression caractéristique sur cubes.

En **1980**, Yamazaki et Hawkins [151] utilisent un programme d'éléments finis élastique linéaire pour étudier le comportement au poinçonnement d'une dalle soumise à un effort tranchant et à un moment de flexion. Le modèle utilise des éléments finis qui tiennent compte de la déformation due à l'effort tranchant. Deux différents cas sont étudiés : le premier avec une faible excentricité et le deuxième avec une grande excentricité. Le périmètre critique est pris à une distance égale à l'épaisseur de la dalle. Dans le cas d'une grande excentricité, l'auteur trouve une bonne corrélation avec les résultats de Mast [98] : environ 30 % du moment non balancé est transmis en effort tranchant dans la dalle. Dans le cas d'une faible excentricité, les résultats montrent une plus grande proportion transmise en effort tranchant et

une plus petite proportion en moment de flexion, tandis que le moment de torsion reste quasiment le même.

En **1981**, Dilger et Ghali [30] démontrent l'efficacité de l'armature de poinçonnement composée de goujons. Ce type d'armature munie d'ancrages mécaniques aux deux extrémités permet d'obtenir un bon confinement du béton. La limite d'écoulement des aciers des goujons est atteinte même en cas de dalles peu épaisses (fig.2.11). Les auteurs se basent sur une quarantaine d'essais réalisés notamment par Langohr et al. [84] et Van derVoet et al. [144]. Dilger et Ghali donnent des règles de dimensionnement ainsi que des recommandations pour les futures normes canadiennes et américaines. Mokhtar et al. (1985, [111]) confirment la validité des règles de dimensionnement à l'aide de 8 essais de poinçonnement centré de colonnes intérieures. Une grande partie de ces règles sont d'ailleurs intégrées dans la norme canadienne CSA-A23.3 de 1994 [27]. Il est intéressant de remarquer que Regan (1985, [126]) donne des recommandations lors d'utilisation de goujons pour le calcul avec la norme britannique BS 8110 [18] de 1985. Ces recommandations sont basées sur les travaux menés à l'Université de Calgary par Ghali et Dilger.

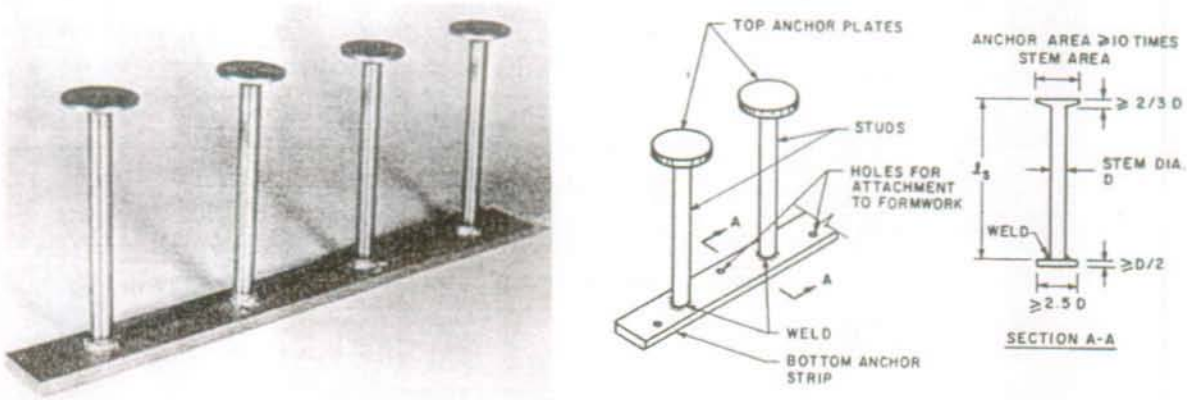


Figure 2.11: Armature de poinçonnement composée de goujons avec un ancrage mécanique aux deux extrémités d'après Elgabry et Ghali [38]. L'ancrage mécanique est constitué de têtes soudées et d'un fer plat en acier.

La même année, Reinhardt [129] démontre que la contrainte de cisaillement ultime τ_u est influencée par l'épaisseur de la dalle. Des résultats expérimentaux sont présentés qui confirment nettement la décroissance de la contrainte de cisaillement en fonction de l'augmentation de l'épaisseur de la dalle. Reinhardt utilise des lois linéaires élastiques issues de la mécanique de la rupture pour expliquer cette influence.

En **1982**, Pillai et al. [119] publient leurs résultats d'essais de poinçonnement excentré sur 4 dalles de 3 x 2 m et de 63 mm d'épaisseur. Deux colonnes sont bétonnées de part et d'autre de la dalle. La première est une colonne de bord de 102 x 152 mm tandis que la deuxième est une colonne intérieure de 152 x 152 mm. Trois dalles sont munies d'étriers pliés autour des barres d'armature longitudinales et une dalle ne possède pas d'armature de poinçonnement. Les auteurs trouvent que les étriers augmentent sensiblement la charge ultime par

poinçonnement et doublent la ductilité de la connexion. Les normes américaine ACI 318-77 donnent des prédictions réalistes et sûres concernant la charge ultime par poinçonnement excentré. Il faut noter toutefois que les essais réalisés par Pillai et al. sont effectués sur des dalles très minces et avec un micro béton. C'est d'ailleurs aussi le cas pour les essais de Regan et al. [128] (h = 80 mm), Islam et Park [72] (h = 100 mm) présentés plus haut.

En **1987**, Alexander et Simmonds [7, 141] développent un concept de modèle de treillis spatial[7] pour prédire la charge ultime des connexions. Le modèle permet de définir un diagramme d'interaction complet entre l'effort tranchant et le moment de flexion. Le flux des forces dans la dalle peut être décrit par un treillis en trois dimensions. Ce treillis spatial est composé par des tirants d'acier en traction et des membrures de béton en compression. Les contributions individuelles, du moment de flexion et de l'effort tranchant sont calculées dans les tirants et les membrures. L'effort tranchant ultime et le moment ultime sont obtenus par l'addition de ces contributions individuelles. Les auteurs considèrent deux types de membrures : une membrure d'effort tranchant décrivant un angle α avec le plan de la dalle ; une membrure d'ancrage qui est dans le plan de la dalle. Les tirants sont constitués de barres d'armature longitudinales passant par la colonne plus une partie des barres situées à une distance d de part et d'autre de la colonne ; d étant la hauteur statique de la dalle. La figure 2.12 montre une représentation du modèle de treillis pour une colonne intérieure.

Il est admis que la rupture en compression des membrures d'effort tranchant ou d'ancrage n'est jamais déterminante. La capacité ultime est atteinte lorsque les tirants en acier arrivent à leur limite d'écoulement ou que l'inclinaison des membrures d'effort tranchant dépasse un angle α critique. Cet angle critique est donné par une équation empirique se basant sur des essais antérieurs.

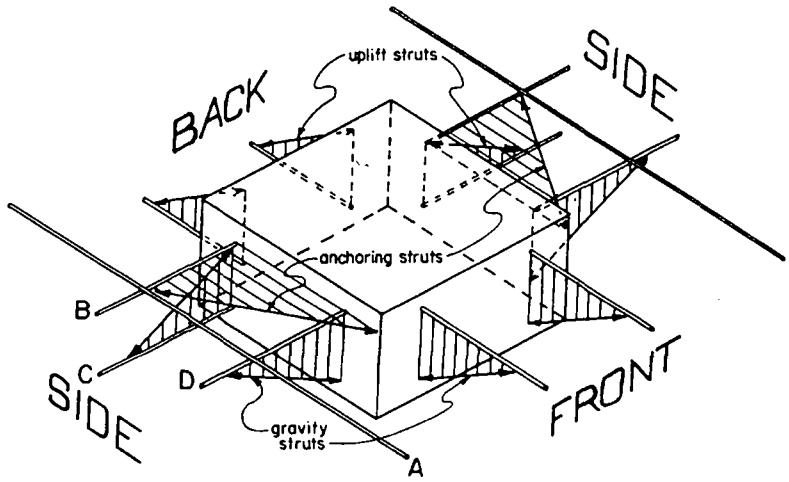


Figure 2.12: Modèle de treillis spatial ou « truss model » pour une colonne intérieure d'après Alexander et Simmonds [7, 141]

[7] « truss model » en anglais

Le modèle du treillis connaît malheureusement les limites suivantes :

- Le modèle ne considère pas la possibilité d'une rupture en compression des membrures en béton. Il s'applique alors à des cas où le pourcentage d'armature de flexion est relativement bas ;
- Il ne tient pas compte d'une éventuelle armature de poinçonnement ;
- Il a seulement été appliqué pour des colonnes de bord.

Ces limites rendent le modèle difficilement utilisable pour évaluer la résistance ultime au poinçonnement des connexions dalle-colonne.

La même année, Bazant et Coa [12] effectuent des essais de poinçonnement centré sur 9 dalles en béton armé avec du micro béton. Les dalles ont une épaisseur de 25, 50 et 100 mm (1, 2 et 5 in. respectivement) avec une taille de granulat maximum de 6.4 mm. Ils remarquent que dans la mesure où le phénomène du poinçonnement sans étiers est fragile, il est possible d'utiliser les lois de la mécanique de la rupture pour l'effet de taille. Les essais montrent clairement que la contrainte de cisaillement à la rupture τ_u n'est pas constante, mais diminue lorsque l'épaisseur de la dalle augmente. Un diagramme charge - déplacement est montré à la figure 2.13 pour trois différentes épaisseurs de dalle. Si on défini la contrainte τ_u comme étant la charge ultime divisée par la surface du périmètre de poinçonnement, on constate que τ_u diminue avec l'épaisseur de la dalle. Les courbes montrent un pic aigu suivi d'un softening[8] graduel. Ces diagrammes confirment que la rupture est causée par une rupture fragile en traction du béton et non pas par une rupture plastique. En effet, si la rupture était causée par une plasticité du béton en compression ou de l'acier en traction, alors la courbe charge-déplacement aurait montré un plateau horizontal à la rupture. Plus la dalle est épaisse, plus la pente de la courbe est verticale après avoir atteint le pic de charge. Cela signifie que la rupture est plus fragile (ou moins ductile) pour des dalles épaisses que pour des dalles minces.

En se basant sur une loi d'effet de taille pour des ruptures fragiles causées par des fissures distribuées dans le béton, les auteurs proposent la formule suivante pour la résistance au poinçonnement :

$$v_u = \frac{0.6 f_{cc}\left(1 + 0.6\frac{d}{u}\right)}{\sqrt{1 + d/25 d_a}} \text{ [psi]} \qquad (2.22)$$

où d_a est la taille maximum des granulats. L'équation 2.22 a été vérifiée pour 159 essais en laboratoire, précédemment effectués par d'autres auteurs. Bazant et Cao obtiennent une corrélation moyenne puisqu'il existe une forte variation dans la manière de réaliser des essais. Il est à noter que les 9 essais de Bazant et Cao sont effectués sur des dalles très minces

[8] *Softening : comportement iso-adoucissant du béton en traction*

(≤ 100 mm) avec un micro béton. Les équations proposées n'ont pas été validées pour des dalles couramment rencontrées dans la pratique (0.20 à 0.35 m) et encore moins sur des dalles ou des fondations de grande épaisseur. De plus, le rapport entre la portée et la hauteur des dalles testées ne vaut que quatre, ce qui est extrêmement faible. Lovrovich et McLean (1990, [89]) ont montré que pour un tel rapport, la rupture par poinçonnement est grandement influencée par les appuis. Un mécanisme d'arc de compression peut se développer, ce qui augmente nettement la résistance au poinçonnement. Bazant et Coa concluent que des essais sur des dalles de plus grandes dimensions avec un béton classique devraient être entrepris.

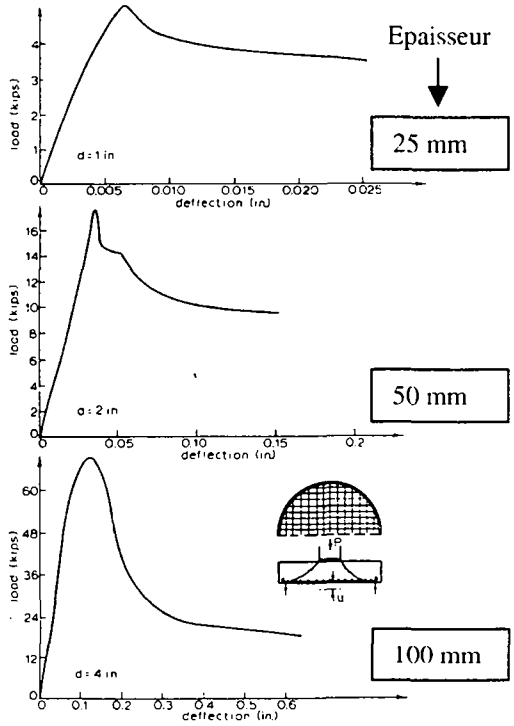


Figure 2.13: Courbe charge - déplacement pour trois différentes épaisseurs de dalles soumises à un effort de poinçonnement centré tiré de Bazant et Coa [12]

Toujours la même année, Elgabry et Ghali [36] publient les résultats de cinq connexions intérieures soumises à un poinçonnement excentré. Quatre d'entre elles sont munies de goujons disposés de différentes manières autour de la colonne. La dernière dalle n'a pas d'armature de poinçonnement. Les dimensions de la dalle sont de 1.9 x 1.9 x 0.15 m avec une colonne carrée de 0.25 m. Le but de cette recherche est d'analyser l'efficacité de ce type d'armature lors d'un poinçonnement excentré et de vérifier les règles de calcul proposées par Dilger et Ghali [30]. Les auteurs proposent que la contrainte de cisaillement à une distance $d/2$ du nu de la colonne avec des goujons est de :

$$v_u = 2\sqrt{f_{cc}}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)+\frac{A_v f_{yv}}{us} \quad [\text{MPa}] \tag{2.23}$$

où $\beta \leq 2$ est le rapport entre le grand côté et le petit côté de la colonne, A_v est la section des goujons dans le périmètre critique u et s est l'espacement des goujons dans la direction radiale. En cas de poinçonnement excentré, les auteurs proposent d'utiliser l'équation donnée par la norme ACI 318-89 [4] (équ. 2.34). Ils donnent aussi les dimensions minimales des têtes d'ancrages qui doivent valoir 10 fois la section du goujon (voir fig. 2.11).

En **1989**, Hawkins, Bao et Yamazaki [64] présentent 36 essais de poinçonnement excentré et discutent de l'influence de nombreux paramètres. Les dalles carrées de 2.1 m de côté ont en principe une épaisseur de 0.153 m avec une colonne carrée de 0.305 m. L'excentricité L (low) est de 0.13 m tandis que l'excentricité H (high) est de 0.59 m. Les principaux paramètres utilisés sont l'épaisseur de la dalle, la résistance à la compression, l'utilisation d'un béton léger, la présence d'étriers, la disposition de l'armature de flexion, la forme de la colonne. L'influence des paramètres sur la ductilité et la rigidité de la connexion sont les suivants :

- *Pourcentage d'armature de flexion* : la rigidité augmente tandis que la ductilité diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armature longitudinale. Pour un même taux d'armature, la ductilité augmente si l'excentricité augmente.
- *Epaisseur de la dalle* : l'épaisseur de la dalle n'a pas d'influence sur la ductilité pour une excentricité H. Pour l'excentricité L, la ductilité diminue avec l'épaisseur de la dalle.
- *Résistance à la compression*: la ductilité augmente nettement avec l'augmentation de la résistance à la compression. Cette augmentation est nettement plus grande pour l'excentricité H comparée à L. L'utilisation de béton à haute performance ne donne pas de comportements différents.
- *Concentration de l'armature de flexion au niveau de la colonne* : pour les deux excentricités testées H et L, la concentration de l'armature au niveau de la colonne augmente la rigidité. Mais pour l'excentricité H, la charge ultime et la ductilité sont diminuées.
- *Forme de la colonne* : les côtés de la colonne sont donnés par les dimension c_1 et c_2 ; c_1 étant la dimension perpendiculaire au vecteur moment. Pour un rapport $c_1 / c_2 = 0.5$ ou 1.0, il y a peu de différences de comportement. Par contre pour $c_1 / c_2 = 2$ et 3, il y une importante diminution de la ductilité.

Les auteurs concluent que la norme américaine ACI 318-83 est non conservatrice pour des taux d'armature plus petits que 0.7 %. Le fait de concentrer l'armature de flexion au niveau de la colonne peut réduire la capacité de transfert d'un moment de la dalle aux colonnes. Il est aussi à noter que l'effet de taille diminue plus l'excentricité est grande.

En **1990**, Gardner [48] procède à une nouvelle évaluation des travaux de Regan, Bazant et Cao ainsi que de la norme ACI318-89 [4] concernant le poinçonnement. L'influence du taux d'armature longitudinal et de la résistance à la compression du béton est discutée. L'auteur constate que la charge de rupture de ces essais est proportionnelle à la racine cubique du taux

d'armature et de la résistance à la compression du béton. La norme ACI318-89 est alors trop conservatrice. Il propose l'équation 2.24 similaire à celle retenue par la norme britannique BS 8110 [18] de 1985 :

$$v_u = 0.99(\rho f_{cc})^{1/3}\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \text{ [MPa]} \qquad (2.24)$$

En **1991**, Elgabry [35] (voir aussi [36]) étudie la distribution des efforts internes au niveau du périmètre critique autour de la colonne dans le cas d'un poinçonnement excentré. Il utilise un programme d'éléments finis commercial élastique linéaire (ANSYS). Le moment non balancé est transmis en trois différentes composantes dans la dalle : le moment de flexion, de torsion et l'effort tranchant. Elgabry vérifie numériquement que la distribution des efforts tranchants le long du périmètre varie quasiment linéairement comme proposé par les normes américaines et canadiennes. L'auteur prétend alors qu'il est du côté de la sécurité lorsqu'il considère que le moment non balancé est transféré par deux composantes dans la dalle, soit la flexion et l'effort tranchant. D'après Elgabry, la fraction du moment non balancé γ_v (ou K) de l'équation 2.25 couvre toute les formes de colonnes intérieures au niveau d'un périmètre critique situé à d / 2 du nu de la colonne Cette équation reste valable à l'extérieur de la zone couverte par les goujons. L'équation proposée est la même que celle retenue par les normes américaines et canadiennes (équ. 2.35). L'auteur montre qu'il est du côté de la sécurité lorsqu'il considère que les efforts tranchants varient linéairement autour du périmètre critique.

$$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{l_y / l_x}} \text{ et } \gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{l_x / l_y}} \qquad (2.25)$$

où l_x et l_y sont la longueur des côtés du périmètre critique situé à $d / 2$ de la colonne selon les axes x et y respectivement. Les termes γ_{vx} et γ_{vy} sont explicités en détail à l'équation 2.35.

Il faut toutefois remarquer que les résultats sont obtenus avec un programme élastique linéaire qui ne tient pas compte des redistributions inévitables des efforts dans une dalle fortement fissurée à l'approche de la rupture. Cette redistribution est estimée empiriquement par l'auteur sur la base d'essais en laboratoire. Megally [100] (voir plus loin) confirmera les conclusions d'Elgabry à l'aide d'un programme d'éléments finis non linéaire (ANACAP).

Il faut attendre jusqu'en 1993, pour que l'effet de taille soit pris en compte dans le dimensionnement au poinçonnement dans la norme suisse SIA 162 [139] lors de sa révision partielle. L'équation proposée est basée sur les travaux de Muttoni et Schwartz [114]. Ils proposent une réduction de la contrainte de cisaillement à partir d'une épaisseur de dalle de 400 mm.

En **1994**, Menétrey [105] développe un modèle numérique pour analyser la rupture par poinçonnement des dalles basé sur la méthode des éléments finis. Le modèle numérique reproduit la non linéarité matérielle du béton armé par une dissociation des actions du béton et de l'armature. La fissuration est décrite par un softening du béton qui prend en compte une graduelle diminution de force de traction avec l'ouverture de la fissure contrôlée par l'énergie de rupture du béton. L'énergie de rupture est inclue dans le modèle afin de tenir compte de l'effet de taille. Une liaison parfaite entre le béton et l'armature est admise. La comparaison avec des essais montre que le mécanisme de rupture est caractérisé par la localisation d'une fissure inclinée, dite *fissure de poinçonnement*. La valeur de rupture par poinçonnement est prédite avec une bonne précision pour les dalles armées avec une armature axisymétrique. Pour une armature orthogonale, le modèle prédit une charge de rupture plus faible que les essais. Cette différence provient principalement du fait que l'effet de goujons est ignoré dans le modèle ce qui est loin d'être négligeable pour les dalles munies d'une armature orthogonale. Le modèle reproduit les séquences de fissuration observées expérimentalement à savoir : formation d'une fissure tangentielle de flexion autour de la colonne, développement de fissures radiales qui s'étendent progressivement jusqu'aux appuis, formation de fissures inclinées au travers de la dalle, soudaine rupture par la coalescence des fissures inclinées en une fissure de poinçonnement. L'étude paramétrique met en évidence les points suivants :

- La fissure de poinçonnement (ou cône de poinçonnement) provient d'une coalescence des fissures présentes au niveau de l'armature de flexion en nappe supérieure suivie par une propagation jusqu'à la face inférieure de la dalle. C'est pourquoi l'armature de flexion augmente la résistance au poinçonnement en retardant la formation des fissures inclinées ;
- L'effet de taille observé expérimentalement (voir Reinhardt [129], Bazant [12]) est reproduit numériquement puisque la contrainte de cisaillement décroît avec l'augmentation de l'épaisseur de la dalle. Il en résulte une modification de la distribution des contraintes de traction le long de la fissure de poinçonnement ;
- La résistance à la traction uni-axiale du béton est le paramètre qui contrôle la rupture par poinçonnement. La résistance à la compression n'a pas d'influence sur le processus de rupture par poinçonnement. Cependant, la résistance à la traction varie en fonction de la résistance à la compression du béton ;
- L'augmentation du pourcentage d'armature longitudinale augmente la charge de rupture par poinçonnement mais diminue la ductilité.

En **1996**, Menétrey [106] développe une expression analytique pour estimer la charge ultime par poinçonnement centré. Cette expression est dérivée des résultats obtenus avec le modèle numérique présenté plus haut. Il est basé sur l'intégration des contraintes de traction verticales sur le cône de poinçonnement. Les contraintes de traction sont admises constantes ainsi que la géométrie axisymétrique du cône. Le modèle prend en compte le taux d'armature de flexion (l'effet de goujons des barres et la limitation des fissures de flexion), l'épaisseur de la dalle

(l'effet de taille), l'armature de poinçonnement et l'armature de précontrainte. L'expression prend la forme suivante :

$$V_u = F_c + F_{dow} + F_{sti} + F_{prt} \tag{2.26}$$

où F_c est force dans le béton, F_{dow} est l'effet de goujons de l'armature horizontale, F_{sti} est la force verticale dans les armatures de poinçonnement et F_{prt} est la projection verticale de la force dans les câbles de précontrainte. Ces forces sont définies à la figure 2.14.

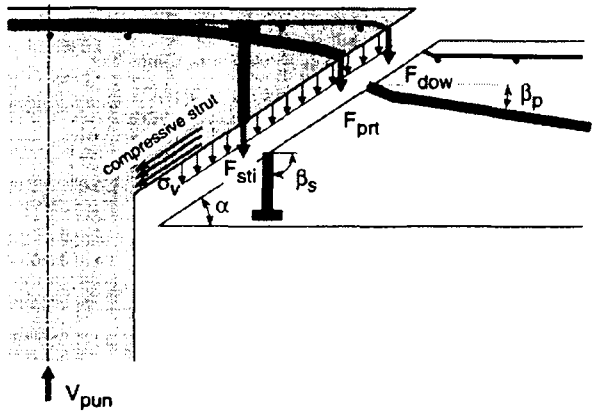


Figure 2.14: Modèle analytique axisymétrique selon Menétrey [106]

Il faut noter que la contribution de F_{dow} est loin d'être négligeable puisque qu'elle vaut entre 20 % à 35 % de V_u selon Menétrey. Regan et Baestrup [22] ont montré que 34 % de V_u peut être attribuée à l'effet de goujons de l'armature. La superposition de ces différentes actions pose un problème surtout dans le cas de F_c et F_{sti}. En effet, le pic de résistance de ces deux forces n'arrive pas au même moment. C'est pourquoi, l'auteur diminue de 50 % la contribution de l'armature de poinçonnement afin de tenir compte de ce phénomène. Le principe de superposition a été revu par Menétrey [104]. Le modèle analytique a été établi pour des colonnes circulaires soumises à un poinçonnement centré. Pour des colonnes carrées, l'auteur réduit la contribution F_c par un facteur de 0.85. Le cas du poinçonnement excentré n'est pas discuté. Il faut noter que l'angle α doit être défini expérimentalement ou estimé pour calculer la résistance au poinçonnement.

En **1996**, Marzouk et al. [94] effectuent des essais de poinçonnement excentré sur des connexions composées d'une dalle en béton ordinaire (BO) et d'une colonne soit en béton ordinaire (BO) soit en béton à haute performance (BHP). La résistance à la compression du béton est de 35 MPa pour le BO et de 80 MPa pour le BHP. La dalle est carrée avec 1.9 m de côté et son épaisseur vaut 0.15 m. La colonne est carrée de 0.25 m de côté. Trois différents moments de flexion sont appliqués à la connexion à savoir ; nulle (*0*), petite (*L*) et grande (*H*). Pour une charge appliquée de façon centrée (*0*), la contrainte de cisaillement à la rupture est 5 % plus grande pour une colonne en BHP que pour une colonne en BO. Cette augmentation passe à 17 % dans le cas d'un grand moment de flexion (*H*). Marzouk et al. démontrent alors

que pour une géométrie identique, la résistance au poinçonnement augmente lorsque la résistance à la compression du béton de la colonne augmente. Cet effet est d'autant plus marqué que le moment non balancé est important. Les auteurs expliquent que l'utilisation de BHP pour une colonne permet une meilleure transmission des efforts de la colonne vers l'armature de flexion de la dalle. Par conséquent, le nombres de barres susceptibles d'atteindre leur limite d'écoulement augmente, ce qui permet d'obtenir une rupture plus ductile. Les auteurs concluent que l'utilisation des colonnes en BHP est spécialement favorable pour des connexions soumises à des grands moments de flexion.

La même année, Sherif et Dilger [137] critiquent la norme canadiennes CSA A23.3-94 [27] en matière de poinçonnement de colonnes intérieures. Ils formulent les remarques suivantes en ce qui concerne le poinçonnement centré :

- La résistance au poinçonnement est proportionnelle à $f_{cc}^{1/3}$. Cette valeur est confirmée par Menétrey [105] à l'aide d'un modèle numérique. La norme CSA A23.3-94 surestime la résistance au poinçonnement en prenant $f_{cc}^{1/2}$ lorsque $f_{cc} > 40$ MPa ;
- La norme surestime la résistance au poinçonnement pour des pourcentages d'armature $\rho < 1$ %. La résistance est aussi proportionnelle à $\rho^{1/3}$;
- La norme CSA A23.3-94 néglige l'effet de taille, ce qui conduit à des sous-dimensionnement pour des épaisseurs de dalle supérieures à 300 mm.

En ce qui concerne le poinçonnement excentré, ils formulent la remarque suivante :

- La norme CSA A23.3-94 surestime l'effet d'un moment de flexion pour des grands pourcentages d'armature ($\rho \geq 2$ %).

En **1998**, Megally [100, 101, 102, 103] étudie le comportement au poinçonnement de dalles soumises à la gravité et au tremblement de terre. Il teste trois séries de 16 dalles en béton armé de 0.15 m épaisseur avec une colonne carrée de 0.25 m. La première série concerne trois colonnes intérieures sans armature de poinçonnement dont deux avec un champignon. La deuxième série est composée de deux dalles avec des colonnes de bord sans armature de poinçonnement. La dernière série concerne onze dalles avec des colonnes de bord mais avec une armature de poinçonnement. Les séries 2 et 3 sont soumises à un moment de flexion cyclique tandis que la série 1 est chargée uniquement par un effort vertical. Pour le cas d'un tremblement de terre, l'auteur recommande une surépaisseur de dalle plutôt qu'un renforcement de colonne (ou champignon, voir fig. 4.3). En effet, pour des moments de flexion importants, la rupture par poinçonnement peut être localisée au-dessus du champignon, rendant ce dernier quasiment inefficace.

Selon Megally, l'utilisation de goujons (fig. 2.11) est la façon la plus facile et efficace pour lutter contre les problèmes de poinçonnement en cas de tremblement de terre. L'utilisation de BHP permet aussi d'augmenter l'efficacité de la connexion.

Megally utilise aussi un programme d'éléments finis non linéaire pour étudier le poinçonnement (ANACAP). Les résultats montrent qu'il n'existe aucun avantage en terme de comportement structurel à disposer les goujons radialement plutôt qu'orthogonalement (fig. 2.15). La modélisation numérique non linéaire confirme les résultats obtenus par Elgabry [35], à savoir que les contraintes de cisaillement verticales peuvent être considérées comme variant linéairement sur le périmètre critique.

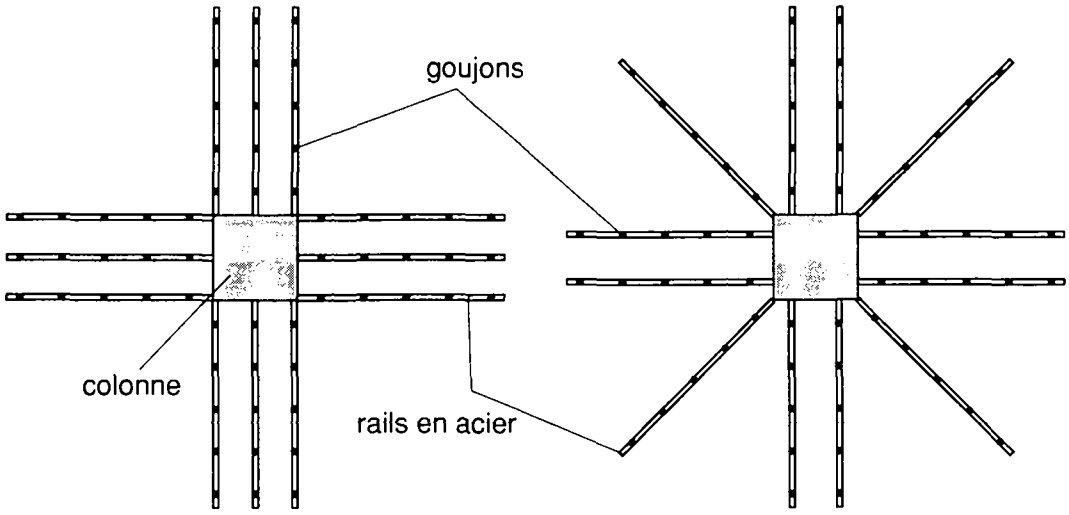


Figure 2.15: Arrangements orthogonal et radial des goujons autour d'une colonne carrée. Les goujons sont montrés à la figure 2.11 d'après Megally [100]

Des compléments d'informations concernant la littérature sur le poinçonnement excentré peuvent être trouvés dans Regan et Braestrup (1985, [22]), Van Dusen (1985, [145]), Kordina et Nölting (1986, [80]), Grira (1990, [56]), Elgabry (1991, [35]), bulletin d'information CEB N°223 (1995, [23]), Megally (1998, [100]).

2.2.2 Le poinçonnement en Suisse

Bien qu'aucune recherche en matière de poinçonnement excentré n'ait jamais été effectuée en Suisse, il est intéressant de faire un bref rappel des connaissances existantes dans notre pays. Les études sur le poinçonnement ont principalement été faites à l'École Polytechnique Fédérale de Zürich (ETHZ) au cours des années septante et quatre-vingt. En 1977, dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des dalles précontraintes, Marti, Pralong et Thürlimann [92] expérimentent deux dalles en béton armé de 0.18 m d'épaisseur avec une colonne circulaire de 0.30 m. Le pourcentage d'armature longitudinale est de 1.40 %. Une des deux dalles est équipée d'étriers verticaux. Les auteurs notent que la charge ultime et la ductilité sont plus élevées pour la dalle munie d'étriers. Des essais sur des dalles de grandeurs identiques, sans étriers avec une armature concentrique sont effectués par Pralong et al. [122].

Pralong (1982, [121]) effectue une imposante recherche théorique sur le poinçonnement symétrique des planchers dalles. Il développe un modèle analytique basé notamment sur la théorie de l'élasticité, de la plasticité et des charges limites. Ce modèle prend en compte étape par étape les paramètres les plus importants jouant un rôle sur la résistance au poinçonnement à savoir l'influence de la géométrie, l'armature de poinçonnement et la précontrainte. Le modèle développé est utilisé pour estimer la charge ultime des essais de Marti et al. cités plus haut ainsi que ceux d'autres auteurs.

En 1984, Müller, Muttoni et Thülimann [112] testent six dalles en béton armé avec diverses formes d'évidements autour de la colonne. La géométrie des éléments est exactement la même que pour les essais de Marti et al. [92]. Les paramètres utilisés sont les suivantes : la dimension de l'évidemment, l'armature de poinçonnement, l'armature de flexion et de précontrainte. Les auteurs remarquent que seules les dalles munies d'étriers permettent d'obtenir une plastification importante de l'armature longitudinale. La réduction de la charge de poinçonnement dépend en première ligne de la largueur de l'évidemment dans la direction tangentielle. La charge de poinçonnement des dalles précontraintes suivant deux directions n'est pratiquement pas réduite par les évidemments situés en dehors des câbles de précontrainte.

L'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) a participé à de nombreux essais de validation de système d'armature de poinçonnement sous la direction du Prof. Walther. Ces essais commandés par des industriels n'ont pas fait l'objet de publications. En 1994, Menétrey [105] (voir § 2.2.1) développe un modèle numérique pour l'analyse du poinçonnement centré.

2.2.3 Synthèse

L'historique de l'état des connaissances sur le poinçonnement excentré montre que les approches divergent sensiblement sans dégager une solution qui fait l'unanimité. Les méthodes d'analyse peuvent être regroupées en quatre différentes catégories :

1. *Théorie des plaques* : l'approche est basée sur des équations linéaires analytiques des plaques ou bien sur des modèles d'éléments finis linéaires ou non, plus ou moins complexes ;
2. *Distribution linéaire des contraintes de cisaillement* : c'est la méthode qui est adoptée par les normes puisqu'elle est la plus simple à appliquer. Cette méthode est par contre totalement empirique. Elle superpose l'effet du moment de flexion à celui de l'effort tranchant. La fraction du moment non balancé transmise par effort tranchant peut être basée sur la méthode proposée ci-dessus ou sur des résultats d'essais ;
3. *Analogie des poutres* (« beam analogy ») : la dalle est modélisée par deux poutres orthogonales passant par la colonne. Les poutres peuvent résister par flexion,

torsion ou effort tranchant. Cette méthode reste très difficile à appliquer pour les colonnes intérieures ;

4. *Treillis spatial* (« truss model ») : cette méthode est basée sur l'équilibre d'un treillis spatial composé de tirants (les barres d'armature) et de membrures comprimées (le béton). Le critère de rupture est donné par la plastification des barres d'armature ou l'angle critique des membrures inclinées. Cette méthode est seulement applicable pour les dalles dont l'armature de flexion n'est pas trop importante.

Les modèles analytiques formulés par Kinnunen et Nylander [77], Hallgren [59] ou Menétrey [106, 104] n'ont pas été étendus pour le cas d'un poinçonnement excentré. Ces modèles sont tous basés sur l'axisymétrie du phénomène.

Les essais de poinçonnement excentré sont quasiment tous effectués sur des dalles dont l'épaisseur ne dépasse pas 0.15 m. De nombreux auteurs ont même fait des essais sur des dalles dont l'épaisseur est inférieure à 0.10 m en utilisant du micro béton.

La revue de la littérature montre aussi que le nombre d'essais de poinçonnement excentré avec des armatures de poinçonnement reste relativement limité. Il existe très peu d'essais de poinçonnement excentré avec des dalles précontraintes [25] [46] ou réalisées en béton à haute performance (BHP).

2.2.4 Axes de recherche actuels

Les principaux axes de recherche actuels dans le domaine du poinçonnement sont les suivants :

- Modélisation analytique ou numérique ;
- Utilisation de béton à haute performance (BHP) ;
- Systèmes d'armature de poinçonnement ;
- Combinaison entre le moment de flexion et l'effort tranchant (poinçonnement excentré).

En ce qui concerne les modèles analytiques, on peut citer ceux de Menétrey [106, 104, 107], Hallgren [59] et Loov [87, 88] à l'Université de Calgary. Ce dernier travaille actuellement sur un modèle de friction en cisaillement dans le cadre des poutres et des dalles. Pour la modélisation numérique, on peut citer Polak [120], Marzouk et al. [93, 96] et Ozbolt à l'Université de Aachen (RWTH) en Allemagne.

Le béton à haute performance est un sujet qui a été abondamment traité cette dernière décennie (1990-1999), on peut citer Gardner [48], Regan et al. [127], Ramdane [123], Marzouk et al. [93, 94, 95, 96], Hallgren [59], Kennedy [75], Remmel et König [130],

Tomaszewics [143], Gamble et al. [47], Gomes [55], Ieraci [71]. Pour le béton de fibres, on peut citer Shaaban [90].

Pour les systèmes de poinçonnement, une grande campagne d'essais est en cours à l'Université de Aachen (RWTH) par Beutel. Il étudie l'optimisation de la quantité d'armature de poinçonnement devant être introduite dans les dalles de bâtiment uniquement en cas de poinçonnement centré.

En ce qui concerne la combinaison entre le moment de flexion et l'effort tranchant, des études sont en cours à l'Université de Calgary sur d'énormes dalles de 10 m par 5 m. Ces dalles sont appuyées sur trois colonnes dont deux de bord et une intérieure.

2.3 Normes ou codes en vigueur prenant en compte le poinçonnement excentré

Les codes et les normes en vigueur dans les différents pays abordent de manière souvent très différente le calcul de la résistance au poinçonnement. En effet, les différences vont jusqu'à plus de 30 % pour le dimensionnement d'une même dalle en béton armé. Les paramètres pris en compte, les sections de contrôle et les efforts de dimensionnement changent d'une norme à l'autre. Seules les normes qui prennent en compte l'effet d'une excentricité de la force ou d'un moment de flexion dans le dimensionnement au poinçonnement sont présentées ci-dessous. C'est le cas du Code Modèle 1990 [20], de l'Eurocode 2 [42], de la norme américaine ACI 318-95 [1], de la norme canadienne CSA A23.3-94 [27], de la norme suédoise BKK 94 [14] et de la norme britannique BS8110 [17]. Albrecht [6] a fait une comparaison entre ses diverses normes et notamment sur la quantité d'armature de poinçonnement nécessaire. Il trouve que dans certains cas, la quantité d'armature de poinçonnement peut varier de plus de 100 % d'une norme à l'autre. Par contre toutes les normes utilisent la notion de calcul des contraintes sur un périmètre critique (ou périmètre de contrôle). La figure 2.16 montre ces divers périmètres pour plusieurs normes et la manière de calculer la longueur de ce périmètre.

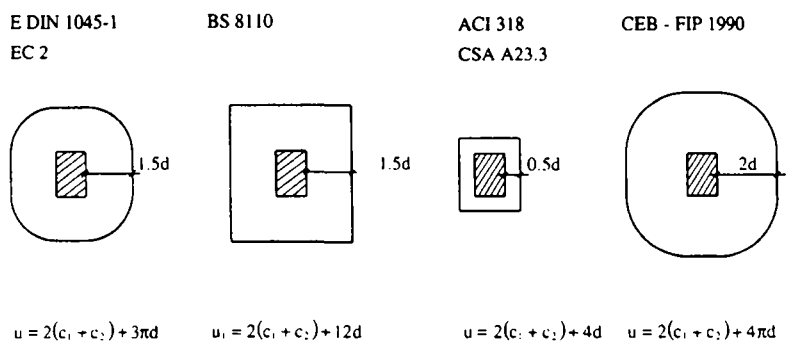


Figure 2.16: Périmètres de contrôle pour diverses normes tirés de Albrecht [6]

S'il existe une grande différence pour le calcul de la résistance au poinçonnement, la manière de tenir compte et de calculer l'influence d'un moment de flexion varie aussi énormément d'une norme à l'autre. Cependant toutes les normes présentées ci-dessous sont basées sur une distribution linéaire des contraintes de cisaillement. Les normes américaines ACI 318-95 et canadiennes CSA A23.3-94 sont basées originellement sur les travaux de Di Stasio et Van Buren (1960, [29]) et de Moe (1961, [110]). Mais la forme actuelle pour le calcul des contraintes dues aux sollicitations provient des travaux de Hanson et Hanson (1968, [61]). Le Code Modèle CEB-FIP 1990 donne une formulation quasiment identique à celle de l'ACI 318-95 ou à celle de CSA A23.3-94. Quant aux normes britanniques, elles découlent principalement des travaux de Regan et al. [128] et de Long [86].

2.3.1 Code Modèle CEB – FIP 1990

Les contraintes dues aux charges extérieures sont données par :

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_1 d} + \frac{KM_{Sd}}{W_1 d} \tag{2.27}$$

où F_{Sd} et M_{Sd} correspondent aux sollicitations introduites dans la colonne, u est le périmètre de contrôle [mm], d est la hauteur statique [mm], W_1 est un paramètre de la section [mm^2] de contrôle u_1 (fig. 2.17). Pour une colonne rectangulaire W_1 est donné par :

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \tag{2.28}$$

où c_1 et c_2 sont les dimensions de la colonne parallèlement respectivement perpendiculairement à l'excentricité de la force (fig. 2.17). Le coefficient K dépend de la forme de la colonne et correspond à la fraction du moment M_{Sd} transmis en effort tranchant dans la dalle. Les valeurs de K sont données dans le tableau 2.2. Pour une colonne carrée, K vaut 0.6.

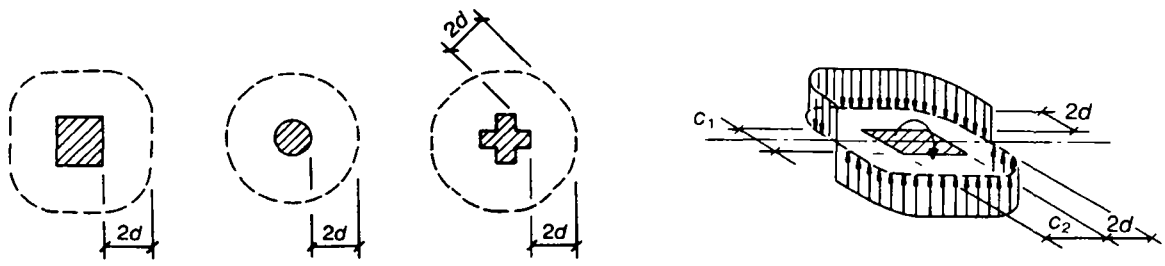


Figure 2.17: Périmètre de contrôle selon le Code Modèle CEB – FIP 1990

Tableau 2.2: Valeurs de K selon Code Modèle CEB – FIP 1990

c_1/c_2	0.5	1.0	2.0	3.0
K	0.45	0.60	0.70	0.8

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par :

$$\tau_{Rd} = 0.12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} \tag{2.29}$$

où $\xi = 1+\sqrt{200/d}$ est le coefficient de taille avec d donné en [mm], $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$ est le pourcentage d'armature moyen dans les deux directions et f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur cylindres [MPa].

La valeur 0.12 dans l'équation 2.29 tient compte d'un coefficient partiel de résistance. La valeur 0.12 est obtenue suite à des essais en laboratoire après avoir effectué une division des valeurs des essais par un facteur de sécurité partiel. Ce facteur vaut à l'état ultime 1.5, ce qui veut dire que la valeur ultime d'un essai de poinçonnement peut être estimée par :

$$\tau_R = 0.18\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} \tag{2.30}$$

La charge maximale que peut transmettre la connexion sans armature de poinçonnement est donnée par :

$$F_{Sd,ef} \le \begin{cases} 0.5 f_{cd2} u_0 d \\ 0.12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} u_1 d \end{cases} \tag{2.31}$$

où $F_{sd.ef}$ est la charge de poinçonnement qui tient compte d'un éventuel moment de flexion défini à l'équation 2.32 pour une colonne intérieure, $f_{cd2} = 0.6\,(1 - f_{ck}/250) f_{ck}$ est la valeur caractéristique à la compression du béton fissuré, u_1 et u_0 sont respectivement le périmètre de poinçonnement à $1.5d$ et le périmètre de la colonne.

$$F_{Sd.ef} = F_{Sd}\left[1 + K\frac{M_{Sd} u_1}{F_{Sd} W_1}\right] \tag{2.32}$$

La charge maximale que peut transmettre la connexion avec une armature de poinçonnement est donnée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$F_{Sd,ef} \leq \begin{cases} 0.5 f_{cd2} u_0 d \\ 0.09 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_1 d + 1.5 A_{sw} f_{syw} \sin\alpha \\ 0.12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d \end{cases} \quad (2.33)$$

où A_{sw} est la section totale en [mm] de l'armature de poinçonnement, $f_{syw} \leq 300$ MPa est la limite d'écoulement en [MPa] de l'armature de poinçonnement, α est l'angle entre l'armature de poinçonnement et le feuillet moyen de la dalle et $u_{n,ef}$ est la longueur en [mm] du périmètre de contrôle défini à une distance de $2d$ en dehors de la zone de l'armature de poinçonnement (fig. 2.18). La participation du béton est réduite de ¼ lors de l'utilisation d'armature de poinçonnement et la limite d'écoulement des aciers est limitée à 300 MPa.

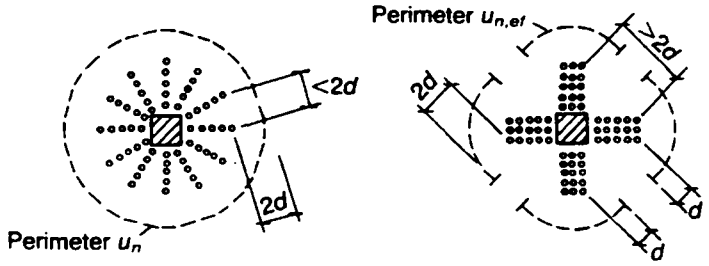


Figure 2.18: Périmètre de contrôle en dehors de la zone couverte par l'armature de poinçonnement selon le CM 1990

2.3.2 Norme canadienne CSA A23.3-94

Les normes américaines et canadiennes traitent le poinçonnement de façon relativement identique. Les seules différences résident, premièrement, dans le fait que les coefficients partiels de sécurité ne sont pas les mêmes, et deuxièmement, que la norme canadienne fait une différence entre l'utilisation de goujons ou d'étriers. La deuxième différence provient des recherches effectuées à l'Université de Calgary par Ghali et Dilger (voir historique du poinçonnement excentré). Les expressions ci-dessous sont données en unité SI.

Les contraintes de cisaillement dues aux charges extérieures sont données par :

$$v_f = \frac{V_f}{b_0 d} + \left[\frac{\gamma_v M_f e}{J}\right]_{x1} + \left[\frac{\gamma_v M_f e}{J}\right]_{y1} \quad \text{[MPa]} \quad (2.34)$$

où V_f et M_f sont les sollicitations dans la colonne, b_0 est le périmètre de contrôle à $d/2$ du nu de la colonne [mm] (fig. 2.19) et γ_v est la fraction du moment de flexion qui est transmise en effort tranchant dans la dalle (équ. 2.35) ; e est défini à la figure 2.19 [mm] et J (analogue au moment d'inertie polaire) en [mm^4] de la section de contrôle est donné par l'équation 2.36.

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \left(2/3\sqrt{b_1/b_2}\right)} \tag{2.35}$$

$$J = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \tag{2.36}$$

où c_1 et c_2 sont les côtés de la colonne [mm] ; b_1, b_2, sont définis à la figure 2.19 [mm].

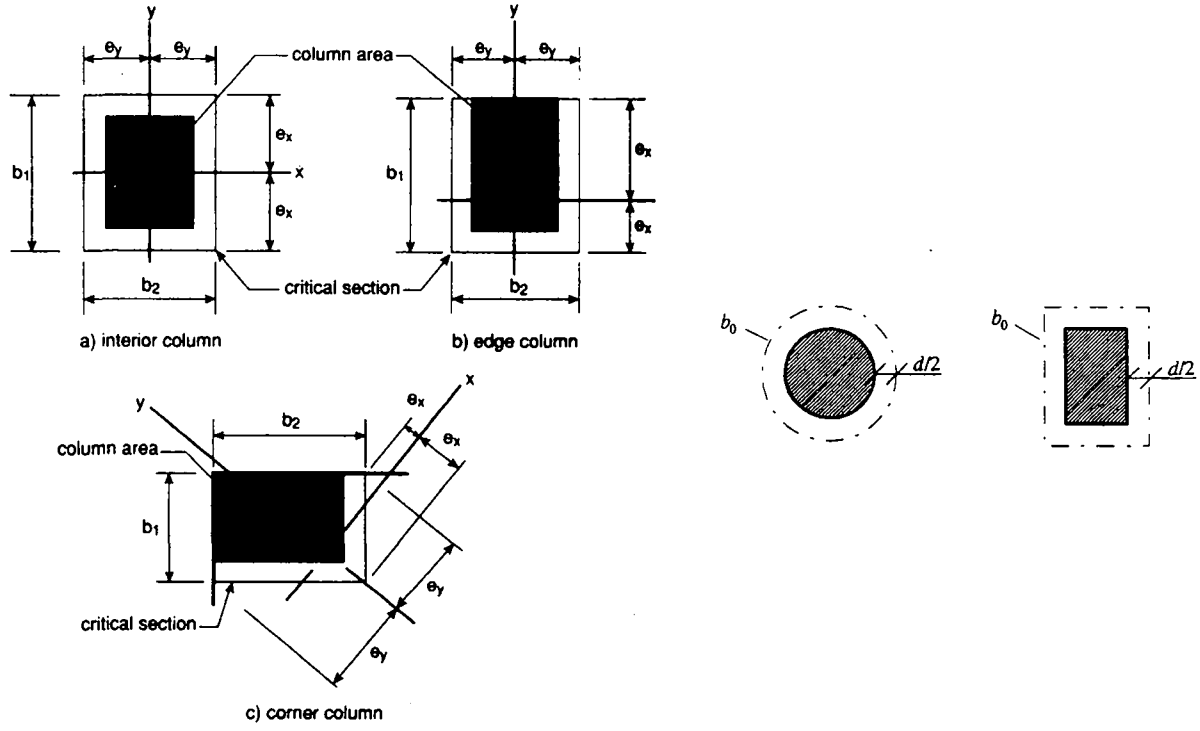


Figure 2.19: Périmètres de contrôle selon CSA A23.3-94 ou ACI 318-95

L'équation 2.34 met en évidence que la contrainte v_f maximum est donnée par l'addition des moments de flexion agissant dans les directions x et y. L'équation 2.34 est du même type que l'équation 2.27 du Code Modèle CEB-FIP 1990. Par contre, le coefficient γ_v donnant la part du moment de flexion transmise en effort tranchant dans la dalle est différent du coefficient K du Code Modèle 1990. En effet, pour une colonne carrée, $\gamma_v = 0.4$ tandis que $K = 0.6$. Cette différence résulte du choix du périmètre de contrôle qui est considéré à $0.5\,d$ au lieu de $2.0\,d$ pour le CEB-FIP 1990.

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par la plus petite valeur des équations ci-dessous:

$$v_r = v_c \leq \begin{cases} \left(1+\dfrac{2}{\beta_c}\right) 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \\ \left(\dfrac{\alpha_s d}{b_0}+0.2\right)\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \\ 0.4\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \end{cases} \qquad (2.37)$$

où β_c est le rapport entre le long et le court côté de la colonne ($\beta_c = 1$ pour une colonne circulaire ou carrée), $\lambda = 1$ pour le béton et 0.85 pour le béton léger, $\phi_c = 0.6$ est le coefficient partiel de résistance du béton, f'_c est la résistance caractéristique du béton en compression en [MPa] mesurée sur cylindres, $\alpha_s = 4$ pour une colonne intérieure et 3 pour une colonne de bord, d est la hauteur statique [mm].

On constate que la résistance au poinçonnement est proportionnelle à $\sqrt{f_c'}$ plutôt que $\sqrt[3]{f_c'}$ comme c'est le cas du Code Modèle CEB-FIP 1990. L'influence du pourcentage d'armature longitudinale ainsi que l'effet de la taille de la dalle sont négligés. Sherif and Dilger [137] ont récemment montré que négliger le taux d'armature ou l'épaisseur de la dalle pouvait conduire à un sous-dimensionnement lorsque $\rho < 1$ % ou que h > 300 mm. Bazant and Cao [12] ont aussi clairement montré l'influence de l'épaisseur de la dalle sur la résistance au poinçonnement.

Les normes canadiennes et américaines restent très simples dans leur manière de calculer la contribution du béton puisque la résistance au poinçonnement dépend principalement de $\sqrt{f_c'}$. Par contre en cas d'utilisation d'armature de poinçonnement, la norme canadienne est la seule qui fait une distinction entre les étriers et les goujons. La résistance lors d'utilisation d'une armature de poinçonnement est donnée par :

$$v_f \leq v_r = v_c + v_s \qquad (2.38)$$

où v_c et v_s sont les contributions du béton et de l'armature de poinçonnement respectivement.

En dehors de la zone couverte par l'armature de poinçonnement, la résistance vaut :

$$v_c \leq 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \qquad (2.39)$$

Résistance pour des goujons

Les goujons doivent être mécaniquement ancrés à leurs extrémités à l'aide de barres ou de têtes afin de permettre aux aciers d'atteindre leur limite d'écoulement. Pour ce faire, la section de la tête d'ancrage devra être au minimum de dix fois celle du goujon [38]. Dans ce cas :

$$v_f \leq 0.8\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \tag{2.40}$$

En d'autres termes, la résistance au poinçonnement ne peut pas être plus de 2 fois supérieure à celle sans armature de poinçonnement. La résistance est calculée comme suit :

$$v_r = v_c + v_s = 0.3\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} + \frac{\phi_s A_s f_y}{b_0 s} \tag{2.41}$$

où $\phi_s = 0.85$ est le coefficient partiel de résistance de l'armature et ϕ_c est donné à l'équation 2.37, A_{vs} est la section des goujons sur une ligne concentrique parallèle au périmètre de la colonne [mm^2], f_{yv} est la limite d'écoulement des goujons [MPa] et s est l'espacement des goujons dans la direction radiale [mm].

L'équation 2.41 est construite de la même façon que celle du Code Modèle 1990 (équ. 2.35) puisque la participation du béton est réduite de ¼ lors de l'utilisation de goujons.

La distance entre le nu de la colonne et les premiers goujons ne doit pas dépasser $s/2$. La distance maximum s entre les goujons ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$s \leq 0.75d \text{ si } v_f \leq 0.6\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \tag{2.42}$$

$$s \leq 0.50d \text{ si } v_f > 0.6\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \tag{2.43}$$

Résistance pour des étriers

Seules les dalles dont l'épaisseur est supérieure à 300 mm peuvent être armées à l'aide d'étriers. Cette limitation permet d'obtenir un ancrage suffisant des étriers. Dans ce cas :

$$v_f \leq 0.6\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} \tag{2.44}$$

La résistance au poinçonnement ne peut pas être plus élevée de 50 % que pour le cas sans armature de poinçonnement.

$$v_r = v_c + v_s = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_c'} + \frac{\phi_s A_{vs} f_{yv}}{b_0 s} \tag{2.45}$$

La participation du béton est réduite de moitié lors de l'utilisation d'étriers tandis que cette réduction est seulement d'un quart dans le cas d'utilisation de goujons. Pour la même section totale d'armature de poinçonnement, il y a donc clairement un avantage à utiliser des goujons

dans le cas de la norme canadienne, puisque la participation du béton est plus importante en raison d'un meilleur confinement du béton.

2.3.3 Norme américaine ACI 318-95

La norme ACI 318-95 utilise la même définition que la norme CSA A23.3-94 pour la section critique (fig. 2.19). L'inégalité suivante doit être respectée :

$$v_u \leq \phi\, v_n \tag{2.46}$$

où v_u est calculé comme v_f à l'équation 2.34 et $\phi = 0.85$ est le coefficient partiel de résistance du béton ; v_n est défini plus bas.

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par la plus petite valeur des équations ci-dessous. Les expressions sont adaptées afin d'utiliser les unités métriques SI.

$$v_n = v_c \leq \begin{cases} 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'} \\ 0.17\left(\dfrac{\alpha_s d}{b_0}+1\right)\sqrt{f_c'} \\ 0.33\sqrt{f_c'} \end{cases} \tag{2.47}$$

où les termes sont déjà définis plus haut à l'équation 2.37. L'équations 2.47 est quasiment la même que l'équation 2.37 avec α_s valant respectivement 20, 15 et 10 pour une colonne intérieure, de bord et d'angle.

En cas d'utilisation d'armature de poinçonnement, la contrainte maximum est exprimée comme suit :

$$v_n = v_c + v_s \leq 0.50\sqrt{f_c'} \tag{2.48}$$

$$v_c = 0.17\sqrt{f_c'} \tag{2.49}$$

$$v_s = \frac{A_v f_{yv}}{b_0 s} \tag{2.50}$$

où les termes sont déjà tous définis dans le cadre de l'équation 2.41. On constate qu'en cas d'utilisation d'armature de poinçonnement, la contribution du béton est diminuée de 50 % (équ. 2.49).

La norme ACI 318-95 ne fait pas de distinction entre l'utilisation d'étriers ou de goujons comme c'est le cas pour la norme canadienne CSA A23.3-94. Par contre, la norme ACI 421.1R-92 [3] suggère les règles de dimensionnement suivantes lorsque des goujons sont utilisés :

$$v_n = v_c + v_s \leq 0.64\sqrt{f_c'}\ ,\ v_c = 0.25\sqrt{f_c'}\ ,\ v_s = \frac{A_v f_{yv}}{b_0 s} \tag{2.51}$$

Ces recommandations sont tirées des essais de Dilger et Ghali [30], Mokhtar [111], Elgabry et Ghali [36] et ressemblent fortement à celles de la norme canadienne.

2.3.4 Norme suédoise BBK 94

La norme suédoise BBK94 [14] pour les structures en béton a été révisée en 1994. Le chapitre sur le poinçonnement n'a pas subi de modification par rapport à la version BBK79 [13] de 1988. Cette norme est la seule qui se base sur la résistance à la traction du béton dérivée de l'équation suivante :

$$f_{v1} = \xi(1+50\rho)0.45 f_{ct} \tag{2.52}$$

où f_{ct} est la résistance à la traction du béton donnée en fonction de la classe du béton [MPa] et ξ est l'effet de taille qui est donné par :

$$\xi = 1.4 \quad \text{pour} \quad d < 0.2\ \text{m} \tag{2.53}$$

$$\xi = 1.6 - d \quad \text{pour} \quad 0.2\ \text{m} < d < 0.5\ \text{m} \tag{2.54}$$

$$\xi = 1.3 - 0.4d \quad \text{pour} \quad 0.5\ \text{m} < d < 1.0\ \text{m} \tag{2.55}$$

$$\xi = 0.9 \quad \text{pour} \quad 1.0\ \text{m} < d \tag{2.56}$$

Le taux d'armature ρ est limité au maximum à 1 % pour les calculs.

La charge ultime de poinçonnement des dalles sans armature de poinçonnement est donnée par :

$$V_u = \eta \cdot u_1 d \cdot f_{v1} \tag{2.57}$$

où η est un facteur prenant en compte l'excentricité de la charge définie à l'équation 2.58 ou 2.59, u_1 est la longueur du périmètre de contrôle [mm], f_{v1} est donnée à l'équation 2.52 [MPa].

Le périmètre de contrôle u_1 est montré à la figure 2.20 pour diverses formes de colonnes. La distance du nu de la colonne au périmètre est de $d / 2$.

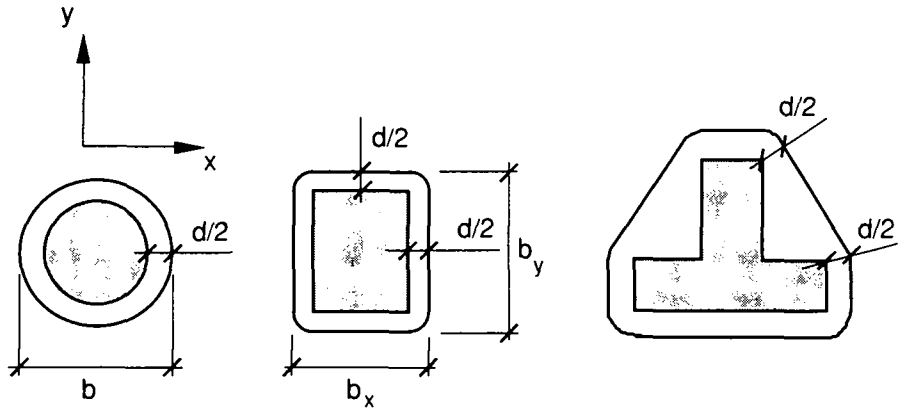


Figure 2.20: Périmètre de contrôle selon BBK 94

Le facteur η dépend de l'excentricité de la force et de la forme de la colonne. Pour les colonnes circulaires η s'écrit :

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{2|e|}{b + d}} \tag{2.58}$$

où e est l'excentricité de la force par rapport à l'axe de la colonne [mm] et b est le diamètre du périmètre de contrôle [mm].

Pour les colonnes rectangulaires :

$$\eta = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}}} \tag{2.59}$$

où e_x et e_y sont l'excentricité de la force, b_x et b_y sont la longueur des côtés de la section critique selon les axes x et y respectivement (fig. 2.20).

L'influence d'une excentricité de la charge est alors prise en compte par une réduction de la résistance et non par une augmentation des sollicitations comme c'est le cas pour les normes ACI 318-95, CSA A23-94, Eurocode 2 et Code Modèle CEB-FIP 1990.

Pour calculer la résistance au poinçonnement d'une dalle munie d'armature de poinçonnement, la norme BBK 94 se réfère à Nylander et Kinnunen [115].

2.3.5 Norme anglaise BS 8110-85

La norme anglaise BS 8110-97 [17] prend en compte l'influence d'un moment de flexion pour une colonne intérieure à l'aide de l'équation suivante :

$$V_{eff} = V_t\left(1+\frac{1.5M_t}{V_t x}\right) \tag{2.60}$$

où V_t et M_t sont les efforts introduit dans la colonne, x est la longueur du côté du périmètre de contrôle considéré parallèle à l'axe du moment de flexion (voir fig. 2.21). En cas d'absence de calcul de M_t, il est suffisant de prendre V_{eff}= 1.15 V_t pour des colonnes intérieures dont les portées de part et d'autre de la colonne sont plus ou moins les mêmes. M_t peux être réduit de 30 % si le moment est déterminé à l'aide de la méthode dite *des cadres équivalents* (« Equivalent Frame Method ») [1, 58].

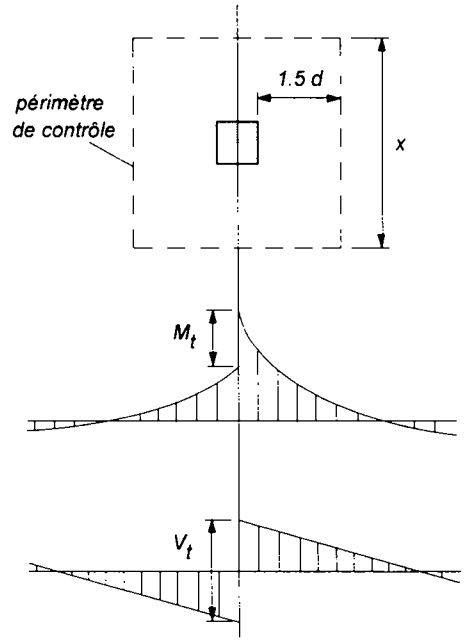


Figure 2.21: Périmètre de contrôle et définition de x selon BS 8110-97

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par l'équation ci-dessous:

$$V_c = \left[\frac{0.79}{\gamma_m}\rho^{1/3}\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}\left(\frac{f_{c,cube}}{25}\right)^{1/3}\right] d\,u \tag{2.61}$$

où γ_m = 1.25 est le coefficient partiel de résistance du béton, $\rho \leq 3$ % est le taux d'armature longitudinal, d est la hauteur statique [mm], u est le périmètre de contrôle en [mm] selon la figure 2.21 et $f_{c,\,cube}$ est la résistance caractéristique du béton mesurée sur cubes [MPa].

La résistance maximum au niveau de la colonne est limitée à :

$$V_{max} = 0.8\sqrt{f_{c,cube}}u_0 d \tag{2.62}$$

$$V_D \leq 2.0V_C \leq V_{max} \tag{2.63}$$

où u_0 est la longueur du périmètre de la colonne et V_D est l'effort tranchant maximum admissible avec une armature de poinçonnement.

L'utilisation d'armature de poinçonnement est possible pour les dalles dont l'épaisseur est supérieure ou égale à 200 mm ; dans ce cas la part de la résistance donnée par le béton est additionnée à celle des armatures de poinçonnement si $V_D \leq 1.6\ V_c$:

$$V_D = V_c + V_s \tag{2.64}$$

$$V_s = 0.87 f_{syv} A_{sv} \sin\alpha \tag{2.65}$$

dont les termes sont déjà définis à l'équation 2.33. Il faut noter que la contrainte dans les aciers est réduite d'un facteur 0.87. Pour des niveaux de charge supérieures à $1.6\ V_c$, l'efficacité de l'armature de poinçonnement doit être réduite proportionnellement de 0 % à 50 % pour les niveaux $1.6\ V_c$ à $2.0\ V_c$ respectivement.

2.3.6 Eurocode 2

L'Eurocode 2 [42] est actuellement en cours de révision et doit être publié sous sa forme définitive à la fin de l'année 1999. Zilch and al. [154] donnent des indications sur la future norme européenne (sous réserve de modifications). Pour le calcul des sollicitations dues aux charges, il n'y a pas de changement par rapport à la version Eurocode 2 de 1992 [42], la prise en compte d'un moment de flexion s'effectue comme suit :

$$v_{Sd} = \frac{\beta V_{Sd}}{ud} \tag{2.66}$$

où V_{sd} est l'effort tranchant introduit dans la colonne [N], u est le périmètre de contrôle [mm] défini à la figure 2.22, d est la hauteur statique en [mm] et β est un facteur donnant l'influence d'un moment de flexion. Ce facteur β est défini à la figure 2.23.

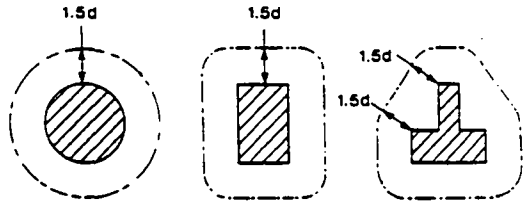


Figure 2.22: Périmètre de contrôle selon l'Eurocode 2

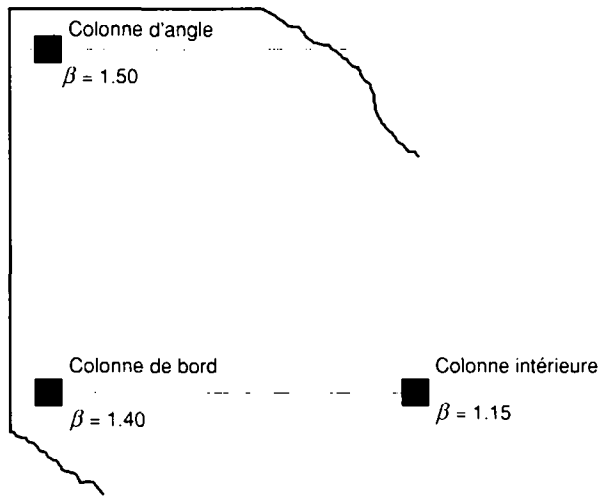


Figure 2.23: Valeurs approchées de β selon l'Eurocode 2

β vaut 1.15 pour une colonne intérieure, ce qui est aussi le cas pour la norme BS 8110 pour des portées plus ou moins identiques autour de la colonne. Selon l'Eurocode 2, β vaut 1.0 si aucun moment de flexion ne peut être transmis à la colonne.

La résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement est tirée du Code Modèle 1990, mais a été adaptée pour un périmètre de 1.5 d puisque le coefficient 0.12 passe à 0.14. La valeur de ce coefficient n'est pas définitive et risque bien d'être modifiée selon Miehlbradt [108].

$$v_{Rd,c} = 0.14\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} - 0.12\sigma_{cp} \tag{2.67}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c}$$

où N_{Sd} est la force horizontale au niveau de la section de contrôle due aux charges ou à la précontrainte [N], A_c est la section de la dalle [mm^2] et les autres termes sont déjà définis à l'équation 2.31 pour le Code Modèle 1990.

La section de contrôle est définie à 1.5 d (fig. 2.22) et à la charge de poinçonnement sans armature de poinçonnement est donnée par :

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c}\, du \tag{2.68}$$

où d est la hauteur statique [mm] et u et le périmètre de contrôle [mm].

Seules les dalles de plus de 200 mm d'épaisseur peuvent être munies d'armature de poinçonnement. L'Eurocode 2 donne la valeur suivante :

$$V_{Rd,cs} = V_{Rd,c} + \sum A_{sw} f_{yd} \sin\alpha \tag{2.69}$$

La valeur maximale est limitée à:

$$V_{Rd,max} = 1.7 \cdot V_{Rd,c} \tag{2.70}$$

L'Eurocode 2 considère que la totalité de la résistance du béton agit avec l'armature de poinçonnement selon l'équation 2.69, ce qui n'est pas le cas du Code Modèle 1990 qui réduit la participation du béton de ¼ (équ. 2.33). De plus, l'Eurocode 2 ne limite pas la contrainte dans l'armature de poinçonnement comme c'est le cas pour le Code Modèle 1990 ($f_{syv} \leq 300$ MPa). Albrecht [6] a montré que cela revient à mettre environ 2 fois moins d'armature de poinçonnement dans le cas de l'Eurocode 2 que dans le Code Modèle 1990.

2.3.7 Recommandations pratiques lors d'utilisation d'armature de poinçonnement

Certaines normes limitent l'augmentation de la résistance lors de l'utilisation d'une armature de poinçonnement. Par rapport à la résistance au poinçonnement donnée par le béton uniquement, l'augmentation maximale de la résistance est de :

- 50 % pour le ACI 318-95, CSA A23.3-94, SIA 162 (avec des étriers)
- 70 % pour l'Eurocode 2
- 100 % pour le BS 8110, CSA A23.3-94 (avec des goujons suffisamment ancrés)
- > 100 % pour le Code Modèle CEB – FIP 1990

Le Code Modèle CEB-FIP 1990 ne fixe pas de limite et laisse celle-ci au seul jugement de l'ingénieur.

Certaines normes fixent une épaisseur minimale de la dalle en cas d'utilisation d'armature de poinçonnement. Ces limitations sont les suivantes :

- Eurocode 2, BS 8110 $h \geq 200$ mm

- CSA A23.3-94 $h \geq 300$ mm avec des étriers

La contrainte maximale dans des armatures de poinçonnement est aussi limitée pour :

- BS 8110 $0.87 f_{syv}$
- Code Modèle CEB – FIP 1990 $f_{syv} \leq 300$ MPa

2.4 Conclusions

La revue de la littérature a mis en évidence le rôle joué par le moment de flexion non balancé sur la résistance au poinçonnement à l'aide d'essais en laboratoire et de modèles analytiques ou numériques. Ces modèles analytiques sont le plus souvent complexes et fournissent des méthodes applicables à des cas particuliers ne couvrant de loin pas tous les paramètres importants. Quant aux modèles numériques, ils sont en principe développés pour des cas de poinçonnement centré (axisymétrique) ou alors, ils utilisent des lois de comportement ne permettant pas de simuler la non linéarité matérielle et géométrique du phénomène. A ce jour, aucun modèle numérique ne tient compte du phénomène d'adhérence entre l'acier et le béton qui joue un rôle capital lors de l'utilisation d'armature de poinçonnement. C'est pourquoi de nombreux chercheurs ont toujours recours à l'expérimentation en laboratoire.

Le nombre d'essais de poinçonnement excentré publiés reste relativement faible vu la complexité et le nombre de paramètres influençant ce type de rupture. De nombreux essais ont été réalisés sur des dalles de petite dimension dont l'épaisseur est inférieure à 0.10 m, d'où l'intérêt de réaliser des essais de poinçonnement excentré sur des dalles de grandes dimensions présentés au chapitre 3.

On remarque également que le phénomène du poinçonnement excentré a été étudié principalement en Amérique du Nord et en Grande Bretagne. Il n'est dès lors pas étonnant de constater que les normes en vigueur dans ces pays prennent en compte ce phénomène d'une façon détaillée. Les normes américaines ACI 318 et canadiennes CSA A23.3 ainsi que le Code Modèle CEB – FIP 1990 donnent une formulation quasiment identique. Quant à la norme britannique BS 8110 et la norme suédoise BKK 94, elles donnent une formulation simplifiée. En principe, l'effet d'un moment flexion non balancé est pris du côté des actions sauf pour la norme suédoise BKK 94 qui l'inclut du côté de la résistance. Une comparaison des normes est donnée à la section 3.6.

La norme suisse ne formule aucune marche à suivre pour le traitement des cas de poinçonnement excentré et les recommandations quant à l'utilisation d'une armature de poinçonnement sont insuffisantes.

3 Essais en laboratoire

3.1 Introduction – Objectifs de la campagne

Les objectifs de l'étude expérimentale sont, d'une part, d'acquérir des connaissances phénoménologiques grâce à l'observation et, d'autre part, de fournir des résultats concrets permettant de répondre à certains objectifs généraux de la recherche. La résistance au poinçonnement avec une charge centrée est un domaine abondamment étudié durant ce dernier siècle en génie civil. En revanche, la combinaison d'un effort normal et d'un moment de flexion a été un volet généralement négligé en particulier en cas d'utilisation d'une armature de poinçonnement. C'est pourquoi l'étude expérimentale s'est concentrée sur les deux paramètres principaux que sont l'excentricité de la charge et l'armature de poinçonnement.

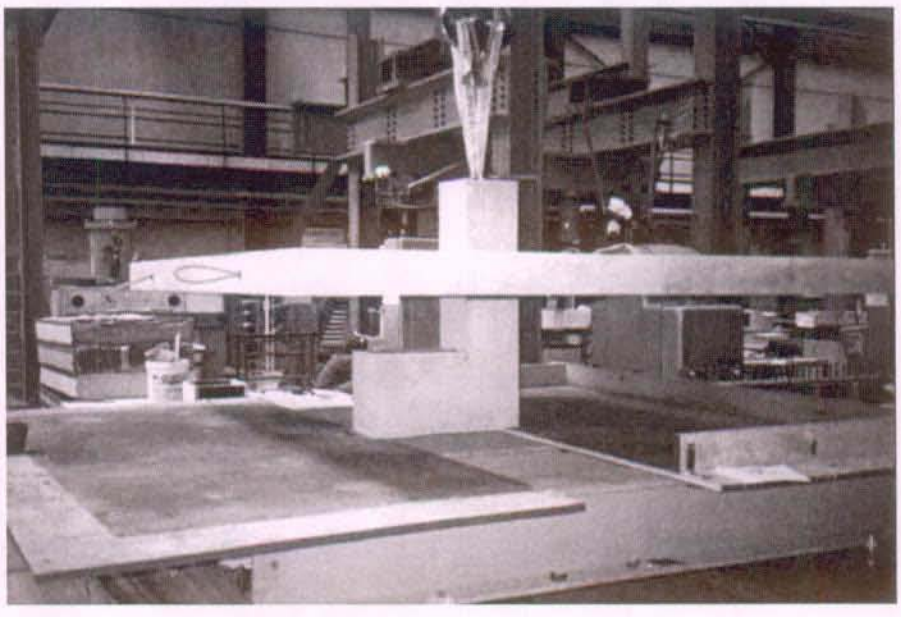


Figure 3.1: Photo de la dalle après le décoffrage

Dans le cadre de cette recherche expérimentale, nous nous sommes attachés à répondre aux questions suivantes :

- Quelle est l'influence d'une excentricité de la charge sur la résistance au poinçonnement d'une dalle ?
- Peut-on réduire l'influence d'une excentricité de la charge sur la résistance au poinçonnement par l'utilisation d'armature de poinçonnement ? En d'autres termes, une redistribution interne des efforts est-elle possible ?
- Au cas où une colonne est sollicitée par un fort moment de flexion, est-il avantageux d'utiliser une armature de poinçonnement ?

Ce chapitre présente les principaux résultats obtenus lors de la campagne expérimentale. Des résultats plus complets ont fait l'objet d'une précédente publication (rapport des essais [82]).

3.2 Paramètres

Les variables pour l'étude expérimentale sont **l'excentricité de la force**, **l'armature de flexion** et la présence ou non **d'armature de poinçonnement**. Le choix des paramètres et leurs combinaisons est discuté ci-dessous.

Le dimensionnement de la colonne lui permet de résister à des excentricités atteignant 2 fois son côté. Une étude paramétrique donnée au chapitre 4 montre que l'excentricité dans les colonnes de bâtiments dépasse rarement la moitié de la dimension de la colonne pour des cas de charges verticales ou de déplacements imposés. Lors de la série d'essais, le choix s'est limité à une excentricité maximum d'environ une fois la dimension de la colonne. Pour des raisons pratiques, les excentricités testées sont des multiples de 80 mm. L'excentricité vaut 0, 160 mm et 320 mm ce qui correspond respectivement à 0, environ ½ et 1 fois la dimension de la colonne.

Le choix du béton s'est fait en fonction de celui qui est couramment utilisé pour les dalles de bâtiment, c'est à dire un béton de la classe B35/25 (≈ C20/25 selon l'EC2 [42]). Les exigences ont été largement atteintes, comme le montrent les essais réalisés sur cylindres (tab. 3.1). La section 3.3.3 traite plus en détail des caractéristiques du béton utilisé.

Les dalles d'essai sont nommées par les lettres "*PP*" ou la lettre "*P*" selon si elles ont ou non une armature de poinçonnement. Le chiffre donne la valeur de l'excentricité en centimètre sauf pour l'essai P30 qui correspond à 32 cm. Les lettres *A* et *B* indiquent le pourcentage d'armature de flexion respectivement 1.0 % et 1.3 %. Le dernier essai est désigné par les quatre premières lettres du fabricant de goujons qui a contribué à cet essai (tab. 3.2).

L'armature passive, constituée de barres à haute adhérence en acier S500c, provient pour tous les essais du même fournisseur. Le pourcentage d'armature supérieure est de 1.0 % et de 1.3 % pour les dalles respectivement sans et avec armature de poinçonnement (sauf pour l'essai PP16A, tab. 3.2). Ce choix a été fait pour obtenir une résistance à la flexion supérieure à la résistance au poinçonnement et par souci d'avoir un taux d'armature proche de ceux couramment mis en place dans la pratique. Cette armature est placée de façon orthogonale, les barres dans la direction parallèle à l'excentricité ayant la hauteur statique la plus grande. Aucune armature n'est placée en nappe inférieure.

Deux types différents d'armature de poinçonnement ont été testés: *les étriers et les goujons*. Le dimensionnement des étriers a été effectué conformément à la norme suisse SIA 162, tandis que la quantité et la disposition des goujons ont été imposées par le fabricant. Le tableau 3.2 résume les principaux paramètres pour les sept essais effectués.

Tableau 3.1: Résultats des essais sur 56 cylindres (∅ 150 mm / 300 mm)

	Moyenne
f_{cm} **[MPa]**	37.4
f_{ct} **[MPa]**	2.4
E_{cm} **[GPa]**	33.5

Tableau 3.2: Récapitulation des paramètres des essais

		Excentricité e **[mm]**	**Armature longitudinale**	**Armature de poinçonnement**	
Sans armature de poinçonnement	**P0A**	0	**1.0 %** ∅14 s = 120 mm	Sans armature	
	P16A	160			
	P30A	320			
Avec armature de poinçonnement	**PP16A**	160		48 étriers ∅10 (96 branches)	
	PP0B	0	**1.3 %** ∅16 s = 120 mm		
	PP16B	160			
	Anco16B	160		84 goujons ∅14	

3.3 Description

3.3.1 Géométrie et fabrication

La dalle est carrée de 3 m de longueur et 0.15 m d'épaisseur. Une colonne de section carrée en béton de 0.3 m est située au milieu de la dalle. La hauteur du pied-bot de 0.7 m (0.3 + 0.4 m) permet de transférer sans perturbation la force de son point d'application jusqu'à la dalle (fig. 3.1 et 3.2). Pour les dalles sollicitées par une force centrée (P0A et PP0B), la colonne ne comprend pas de pied-bot afin de ne pas induire de moment de flexion dans la dalle (fig. 3.3 et 3.9). Dans tous les cas, la colonne est de section carrée de 0.3 m et de hauteur constante 0.7 m. De l'autre côté de la dalle, en face supérieure, une prolongation de la colonne de 0.4 m permet d'ancrer les six barres d'armature de ∅22 mm. Ces barres de diamètre important permettent de reprendre les moments induits en cas de grande excentricité.

Le bétonnage de la dalle s'est fait en trois étapes distinctes. La première est la préfabrication du pied-bot en usine. La qualité du béton de cette partie n'a pratiquement aucune influence sur la résistance au poinçonnement de la dalle. Le béton de la colonne a été repiqué afin de garantir une parfaite connexion entre le béton d'usine et celui de la dalle.

La deuxième étape a consisté à bétonner la dalle et les cylindres normalisés avec un béton fabriqué en centrale et transporté sur le site de l'EPFL à l'aide d'un camion malaxeur. La quantité de béton nécessaire a été d'environ 1.5 m^3. Après la mise en place, la surface libre du béton nécessite un nivelage et un talochage soigné afin d'obtenir une épaisseur constante de la dalle. Une feuille en plastique posée sur la dalle constitue la cure du béton frais pendant environ une semaine.

La troisième étape consiste à bétonner la partie supérieure de la colonne servant à ancrer les barres d'armature de la colonne. Cette opération est effectuée le jour suivant le bétonnage de la dalle afin que le béton ait commencé sa prise. Ce troisième béton est confectionné dans une petite bétonnière in situ de 300 litres.

Pour simuler un cas réel de bétonnage sur un chantier, la dalle a été bétonnée à l'envers par rapport à celui de l'essai, ce qui implique que la dalle doit être retournée avant d'être mise sur le banc d'essai (fig. 3.1). Le retournement est effectué après 14 jours pour assurer une résistance à la traction suffisante pour cette opération. La traction maximum calculée est d'environ 1.0 N/mm^2 sur la face sans armature ce qui reste admissible. Une fois la dalle retournée, il suffit de la poser sur les appuis du bâti de charge et d'effectuer l'instrumentation avant l'essai effectué à 28 jours.

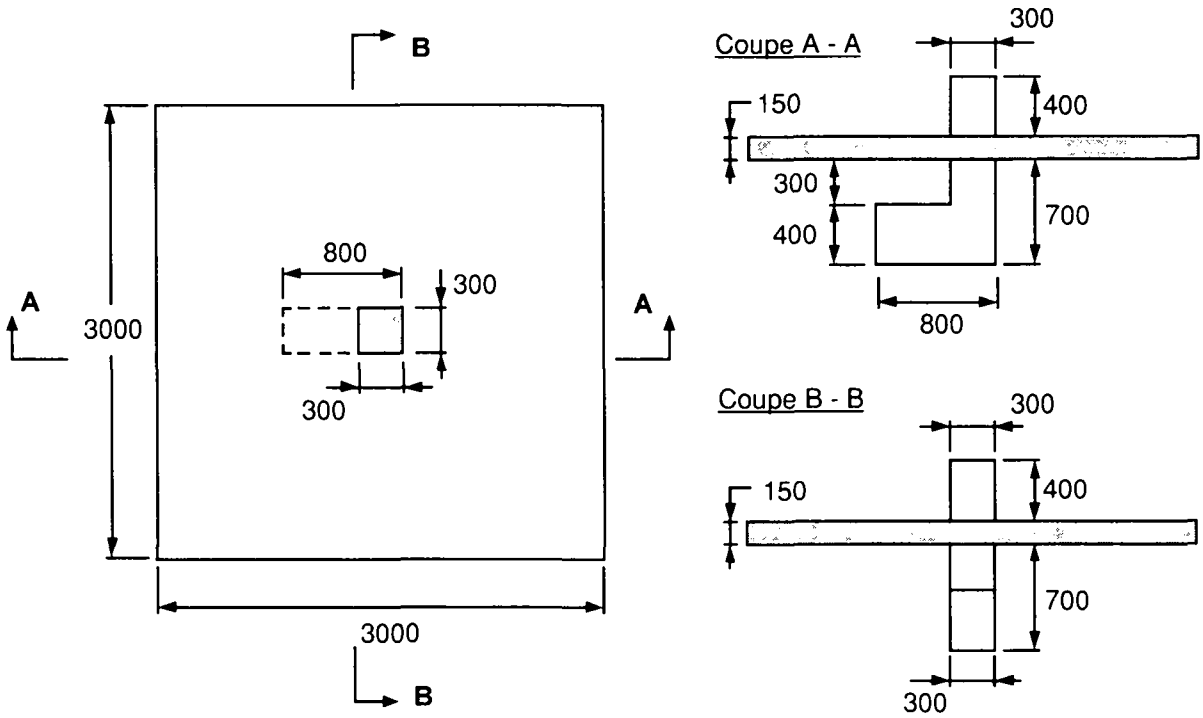


*Figure 3.2: Plan de coffrage des dalles **avec** pied-bot [mm]*

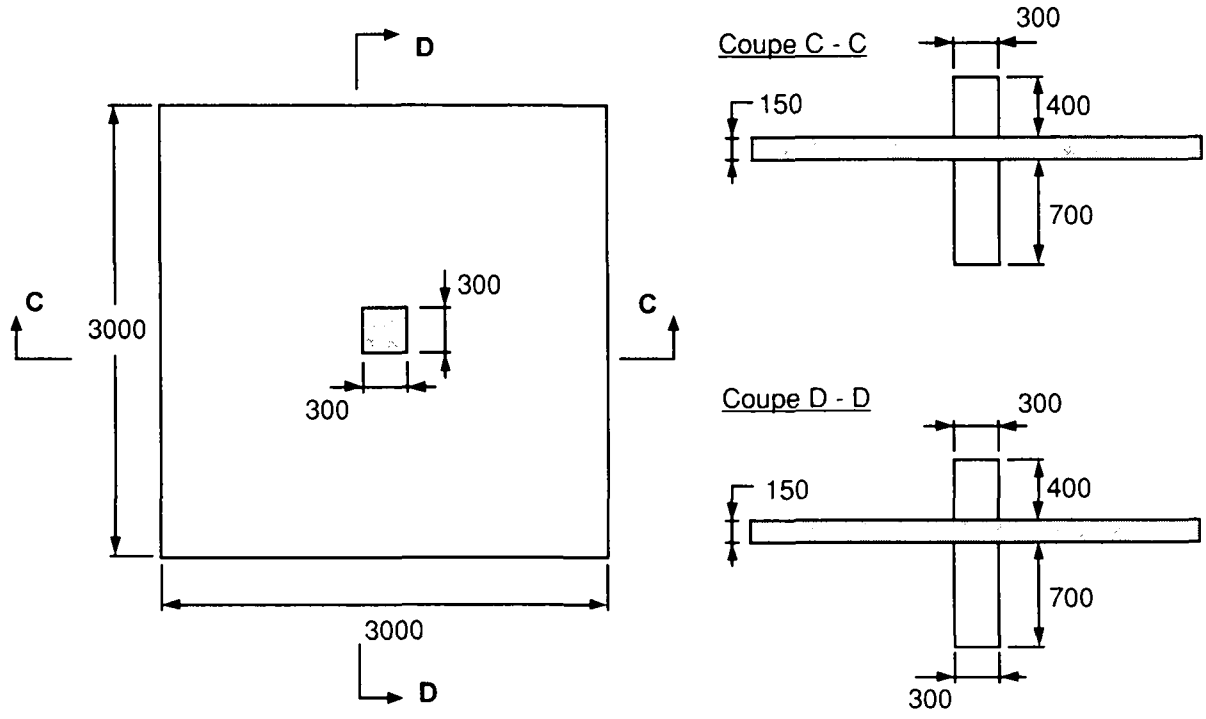


*Figure 3.3: Plan de coffrage des dalles **sans** pied-bot [mm]*

3.3.2 Armature

L'armature longitudinale des dalles est constituée par une armature supérieure orthotrope uniquement. Les barres sont de ∅14 mm / s = 120 mm (ρ = 1.0 %) pour les trois dalles sans

armature de poinçonnement (P0A, P16A et P30A) et pour la dalle PP16A. Les dalles avec armature de poinçonnement ont des barres de ∅16 mm, s = 120 mm (ρ = 1.3 %). Les barres parallèles à la direction du pied-bot possèdent la plus grande hauteur statique afin de mieux résister au moment de flexion. La disposition des barres longitudinales est la même pour toutes les dalles testées. L'enrobage minimum vaut 15 mm sur les barres longitudinales et vaut 9 mm sur les barres de liaison entre les goujons Ancotech (barres de liaison constructives). Le plan d'armature des dalles est donné aux figures 3.4 et 3.5.

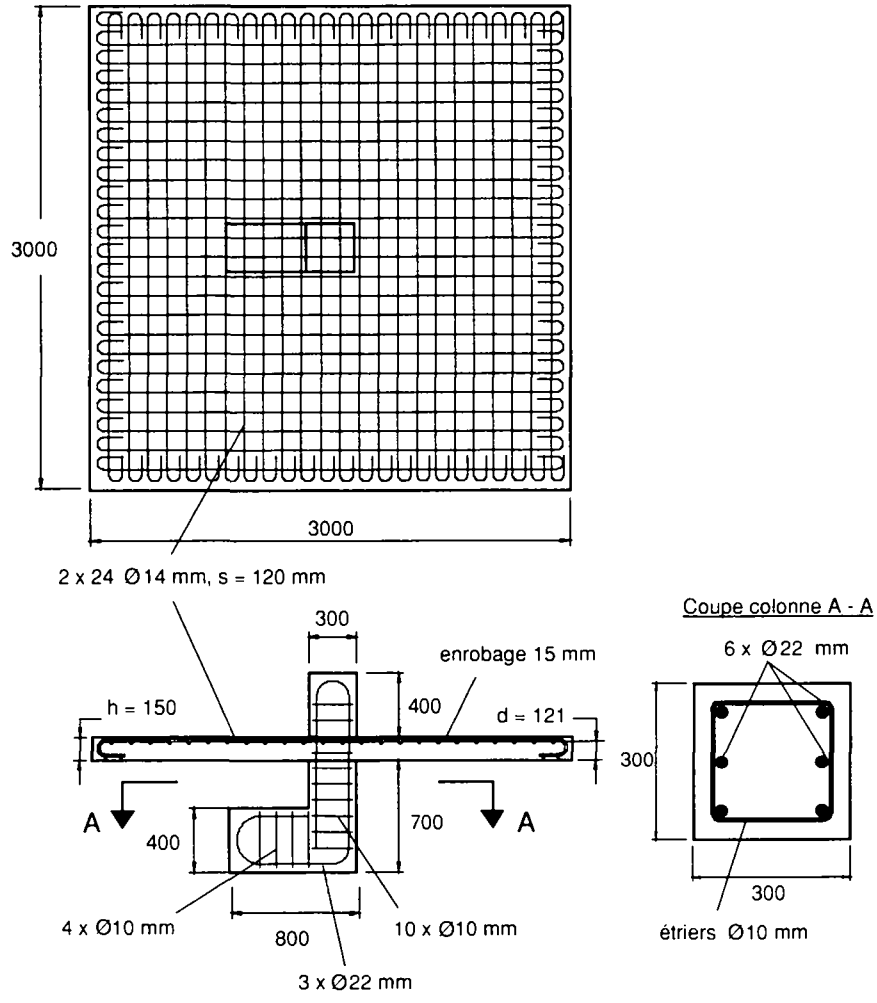


Figure 3.4: Plan d'armature des dalles ***sans armature de poinçonnement***

Deux différents systèmes d'armature de poinçonnement ont été utilisés : les étriers et les goujons. Dans le premier système, des barres d'armature sont façonnée en forme de petits étriers. La forme donnée permet en principe un ancrage suffisant à l'aide de crochets (fig. 3.6). Puisque aucun fabricant ne produit des étriers pour des dalles de 0.15 m, il a fallu faire façonner l'armature spécialement. Le dimensionnement de cette armature est basé sur la norme SIA 162 et respecte l'équilibre du modèle du treillis. Le critère fixé pour le dimensionnement des étriers est d'obtenir une résistance suffisante pour 1.5 fois la charge V_R prescrite par la norme en cas de charge centrée. Cette charge est par ailleurs la charge

maximum admise par la norme suisse pour une dalle donnée (SIA 162, art. 3 25 411 [139]). Les valeurs de dimensionnement de la dalle d'essai sont :

$V_R = 1.8\tau_c u d_m$ $\quad \tau_c = 0.9$ [N/mm^2] pour un B35/25

$V_R = 310[kN]$ sans étriers $\quad u = 4\, c_{colonne} + \pi d_m = 1580$ mm

$V_{R,étriers} = 1.5 \times 310 = 465[kN]$ $\quad d_m = 119$ mm

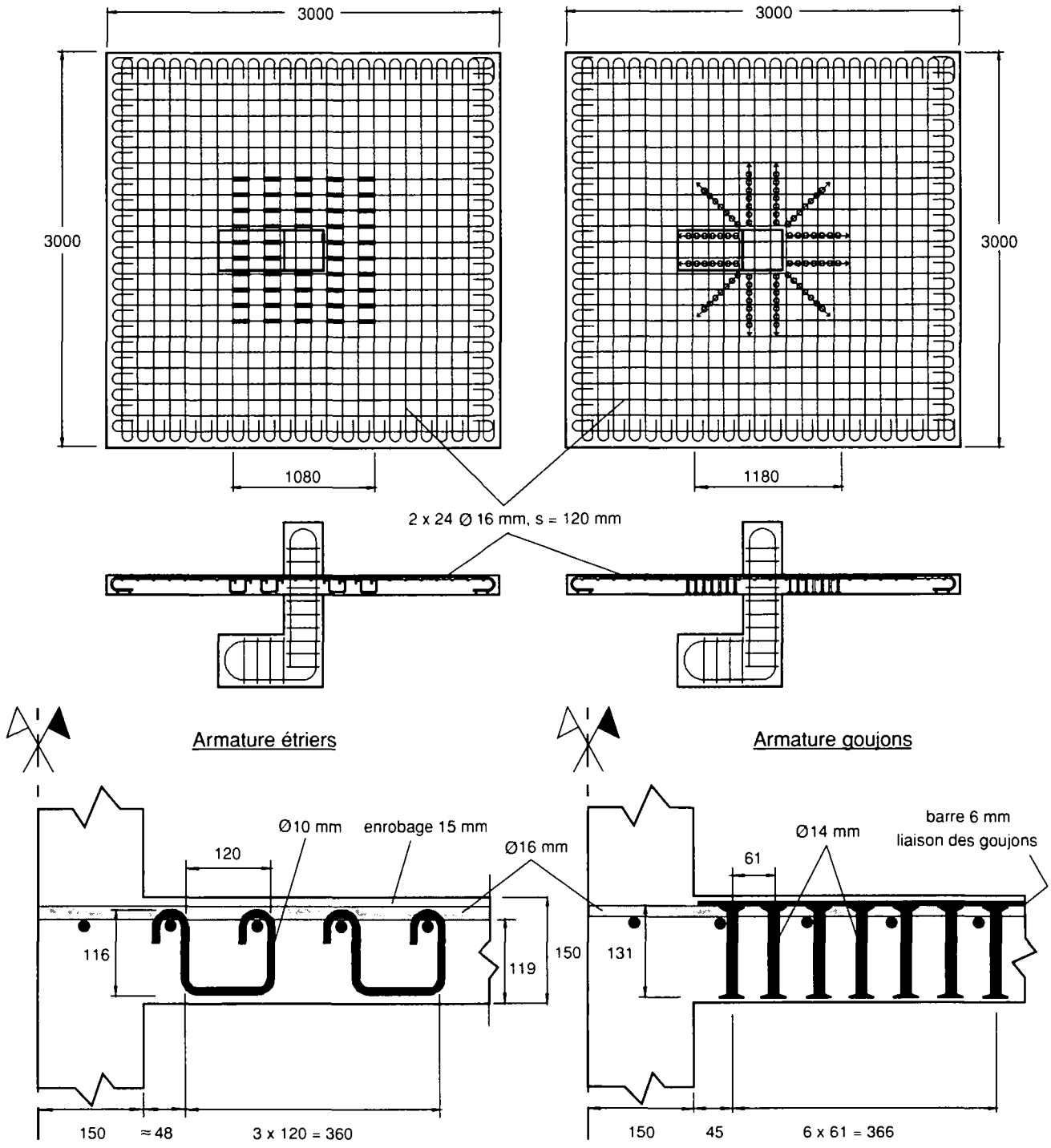


Figure 3.5: Plan d'armature des dalles ***avec armature de poinçonnement***

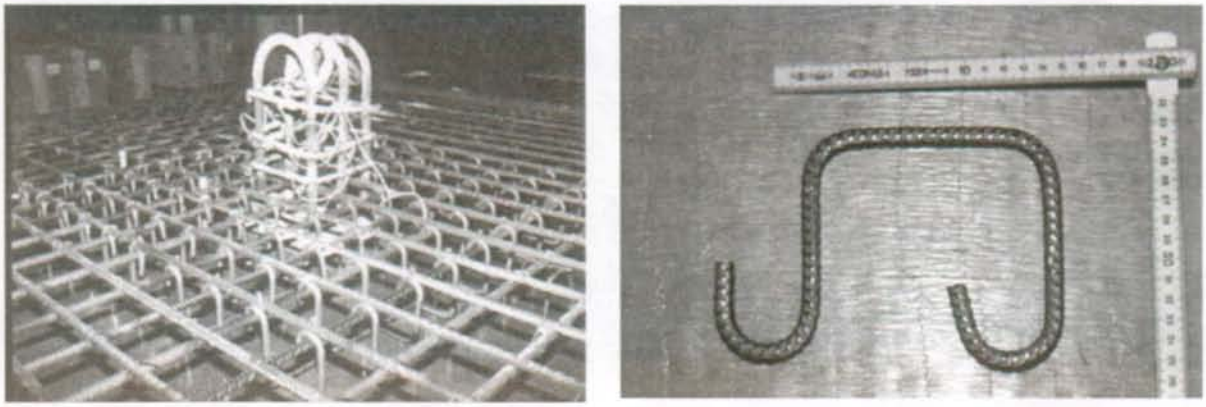


Figure 3.6: Ferraillage d'une dalle et détail d'un étrier de poinçonnement

Le deuxième système est constitué de goujons en forme de soupapes. L'entreprise Ancotech fabricant du système Ancoplus (goujons) nous a fourni le matériel. Le dimensionnement des goujons et leur disposition ont été effectués par l'entreprise elle-même. La quantité d'armature est nettement supérieure à la version avec étriers (fig. 3.7 et tab. 3.3). En effet, pour des dalles minces de 0.15 m, des restrictions géométriques et des techniques de production prédominent : le diamètre minimum des goujons étant fixé à 14 mm, la distance entre les goujons ne pouvant pas dépasser *0.5d* et l'espacement entre le dernier étrier de chaque branche ne devant pas être supérieur à *1.5d*. Pour une dalle mince, les espacements est constant entre les goujons et la distance entre les branches deviennent très faibles. De plus, le diamètre des goujons ne peut pas être adapté. Une dalle mince a par conséquent un taux d'armature de poinçonnement nettement supérieur à une dalle épaisse.

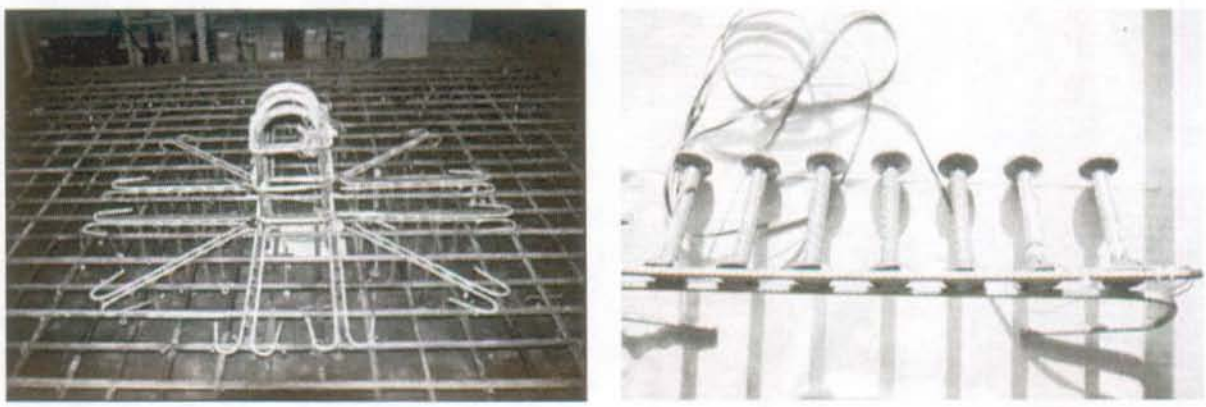


Figure 3.7: Photos du ferraillage de l'essai Anco16B et détail d'une branche de 7 Ancoplus (goujons)

Les détails sur le plan d'armature (fig. 3.4) montrent que la quantité d'armature de poinçonnement est nettement plus importante pour l'essai Anco16B. L'Eurocode 2 [42] donne la définition pour le taux d'armature de poinçonnement comme suit :

$$\rho_w = \frac{\sum A_{sw} \sin\alpha}{(A_{crit} - A_{load})}$$

$\sum A_{sw} \sin\alpha$ désignant la somme des surfaces d'armature de poinçonnement dans la direction de la force appliquée et α étant l'angle formé par l'armature et le plan de la dalle. A_{crit} et A_{load} correspondent à l'aire délimitée par le périmètre critique et à l'aire de la colonne respectivement. Les étriers sont répartis uniformément tandis que les goujons sont placés radialement autour de la colonne. La quantité d'armature varie donc en fonction du périmètre considéré pour le calcul. Le tableau 3.3 montre le taux d'armature calculé selon l'Eurocode 2 pour les deux systèmes d'armature d'effort tranchant utilisés. On constate que le taux d'armature des goujons est plus du double de celui des étriers.

Tableau 3.3: Taux d'armature transversal pour les étriers et les goujons calculé selon l'Eurocode 2

	Dalles avec étriers	**Dalle avec goujons**
Nombre de barre d'armature au total	96	84
Nombre barres d'armature *n* dans un périmètre de *1.5d*	28	32
Section de l'armature a_{sw}	79 mm² (∅10 mm)	154 mm² (∅14 mm)
$\sum A_{sw} = n \cdot a_{sw}$	2'212 mm²	4'928 mm²
Armature de poinçonnement ρ_w	**0.68 [%]**	**1.50 [%]**

3.3.3 Caractéristiques des matériaux

Béton de la dalle

Dans le cadre d'une recherche, il est généralement préférable de fabriquer le béton en laboratoire dans des conditions parfaitement maîtrisées. Dans ce cas, à cause du volume important de béton requis (1.5m³), il a fallu recourir à un béton fabriqué dans la région en centrale prêt à l'emploi et livré au laboratoire à l'aide d'un camion malaxeur. Cela a eu pour conséquence un relatif manque de régularité des matériaux d'approvisionnement et par conséquent des propriétés du béton.

Le béton choisi pour ces essais représente un béton couramment utilisé dans les dalles de bâtiment, c'est à dire du béton B35/25. La composition a été dictée par souci d'avoir un béton facile à mettre en place, donnant une face talochée la plus lisse possible pour faciliter l'observation des fissures. Le choix s'est porté sur une composition utilisant le ciment Fluvio3R possédant 15 % de fines de calcaire. Les fines, par leurs action de lubrification de la

pâte, permettent d'obtenir un béton maniable avec un rapport E/C ≈ 0.55 sans ajout de fluidifiant. De plus la couleur blanchâtre du béton permet de mieux distinguer les fissures lors de l'essai. Le ciment est dosé à 350 kg/m^3. Puisque 15 % de la masse est inerte (calcaire), cela correspond finalement à environ 300 kg/m^3 de ciment réactif. La taille maximum des granulats est de 16 mm et l'enrobage minimum vaut 15 mm.

Essais sur les cylindres en béton 150 / 300 mm

Afin de mesurer et contrôler la variabilité des propriétés du béton au fil de la réalisation des éléments, des éprouvettes ont été confectionnées lors du bétonnage de chaque dalle. Ces éprouvettes en béton ont été réalisées conformément à la normative européenne au moyen de moules cylindriques de ∅150 x 300 mm. Les essais ont été réalisés en partie par le Laboratoire des Matériaux de Construction (LMC) et, en partie, par l'IBAP en ce qui concerne les essais de résistance à la traction. Lors de chaque bétonnage, 13 éprouvettes ont été moulées soit au total 91 éprouvettes. Le tableau 3.4 donne les principaux résultats des essais effectués sur les éprouvettes.

Il est arrivé, dans quelques cas, que la rupture par traction directe se produise à moins de 80 mm des plaques en acier collées indiquées par * dans le tableau 3.4. Dans ce cas, le résultat de l'essai a été écarté. Pour les essais de traction de l'essai P30A, les quatre éprouvettes ont connu ce type de rupture, il a donc été décidé de refaire des essais à environ 90 jours pour pouvoir en déduire la valeur à 28 jours. D'après Favre et al. [43], il est possible d'exprimer la résistance à la compression en fonction du temps:

$$f_c(t)/f_{c28} = t/(4.76 + 0.83t)$$

$f_c(t)$ = *résistance à la compression sur cylindre en fonction du temps*
f_{c28} = *résistance à la compression sur cylindre à 28 jours*
t = *temps en jours*

La résistance à la traction peut être estimée par la formule suivante (CEB, [19]) , bien qu'elle soit strictement valable pour des bétons âgés de 28 jours .

$$f_{ctm} = 0.315 f_{cm}^{0.6}$$

f_{ctm} = *résistance à la traction moyenne*
f_{cm} = *résistance à la compression moyenne*

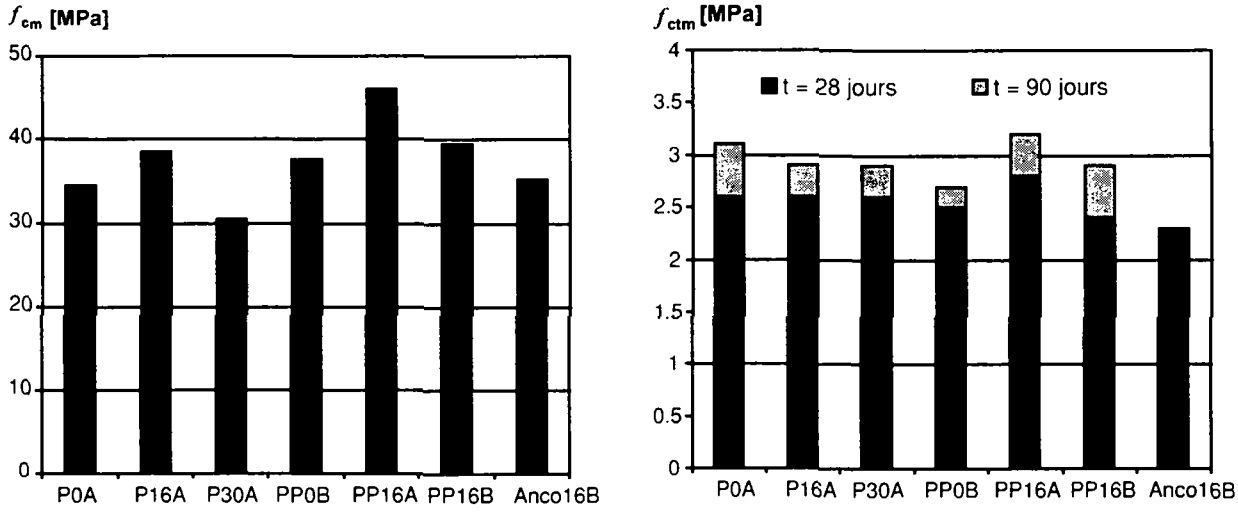
Malgré l'espacement dans le temps des bétonnages (une dalle toutes les quatre à six semaines), la résistance à la compression moyenne sur cylindre f_{cm} pour chacune des dalles varie peu (figure 3.8a). Seules les dalles P30A et PP16A s'écartent de la valeur moyenne de 37.4 MPa. La résistance exigée pour un béton B35/25 est de $f_c \approx 0.8$ x 35 = 28 MPa, ce qui fait que les exigences sont largement atteintes.

Pour la résistance à la traction directe f_{ct}, les résultats sont par contre homogènes (figure 3.8b). La valeur moyenne de 2.54 MPa est tout à fait en accord avec les valeurs de la norme suisse (2.50 MPa pour un béton B35/25).

Tableau 3.4: Caractéristiques principales du béton à 28 jours et à 90 jours

		P0A	P16A	P30A	PP0B	PP16A	PP16B	Anco16B	Moyenne
f_{cm} [MPa]	28 j.	34.6	38.6	30.4	37.7	46.1	39.5	35.2	**37.4**
f_{ctm} [Mpa]	28 j.	2.6	2.6	2.6 (2.0*)	2.5	2.8	2.4	2.3	**2.54**
	90 j.	3.1	2.9	2.9	2.7 (2.3*)	3.2	2.9	-	**2.95**
E_{cm} [GPa]	28 j.	33.9	35.6	32.1	31.4	35.5	32.4	-	**33.5**

(*) la valeur est corrigée à partir des formules ci-dessus (par exemple P30A : 2.0 est la valeur sur les éprouvettes et 2.6 est la valeur recalculée à partir des essais à 90 jours)*



a) Résistance moyenne à la compression f_{cm} sur 4 éprouvettes

b) Résistance moyenne à la traction f_{ctm} sur 4 éprouvettes (pas d'essai à 90 jours pour Anco16B)

Figure 3.8: Valeur moyenne de la résistance à la compression et à la traction sur éprouvettes

Aciers

L'acier d'armature passive est de classe S500 c, TOPAR 500S. Aucun essai n'a été effectué sur les barres d'armature. Une précédente recherche à l'IBAP (Rotilio et al. [134]) a montré que la limite d'écoulement des barres d'armature entre ∅8 mm et ∅18 mm est en moyenne 10 à 20 % plus grande que celle communément admise pour le calcul (f_y = 460 N/mm^2).

3.3.4 Banc d'essai

Le choix s'est porté sur un bâti de charge du type Regan et al [128], compte tenue de sa grande simplicité, son application à des excentricités faibles à modérés et d'une configuration particulièrement bien adaptée aux laboratoires de l'ISS (Institut de Statique et Structure de l'EPFL). La figure 3.9 montre une vue d'ensemble du bâti de charge ainsi que de la dalle P0A juste avant l'essai.

Le banc d'essai permet de tester la capacité au poinçonnement excentré de grandes dalles de 3 x 3 mètres, chargées de façon excentrée. Cette excentricité est obtenue en déplaçant un vérin le long du bâti métallique monté au dessus de la dalle. Les appuis de la dalle sont composés de quatre blocs massifs en béton armé reliés à l'aide de profilés en acier. Ces profilés forment un carré rigide créant un appui linéaire tout autour de la dalle. L'ensemble du dispositif permet d'obtenir un banc d'essai rigide réduisant au minimum les déplacements du bâti lors de l'essai. La figure 3.10 montre en détail le banc d'essai. L'une des particularités du banc d'essai est que les dalles sont testées à l'envers. La force est introduite vers le bas sur la face supérieure de la dalle au lieu d'être introduite vers le haut de la face inférieure comme c'est le cas dans la réalité.

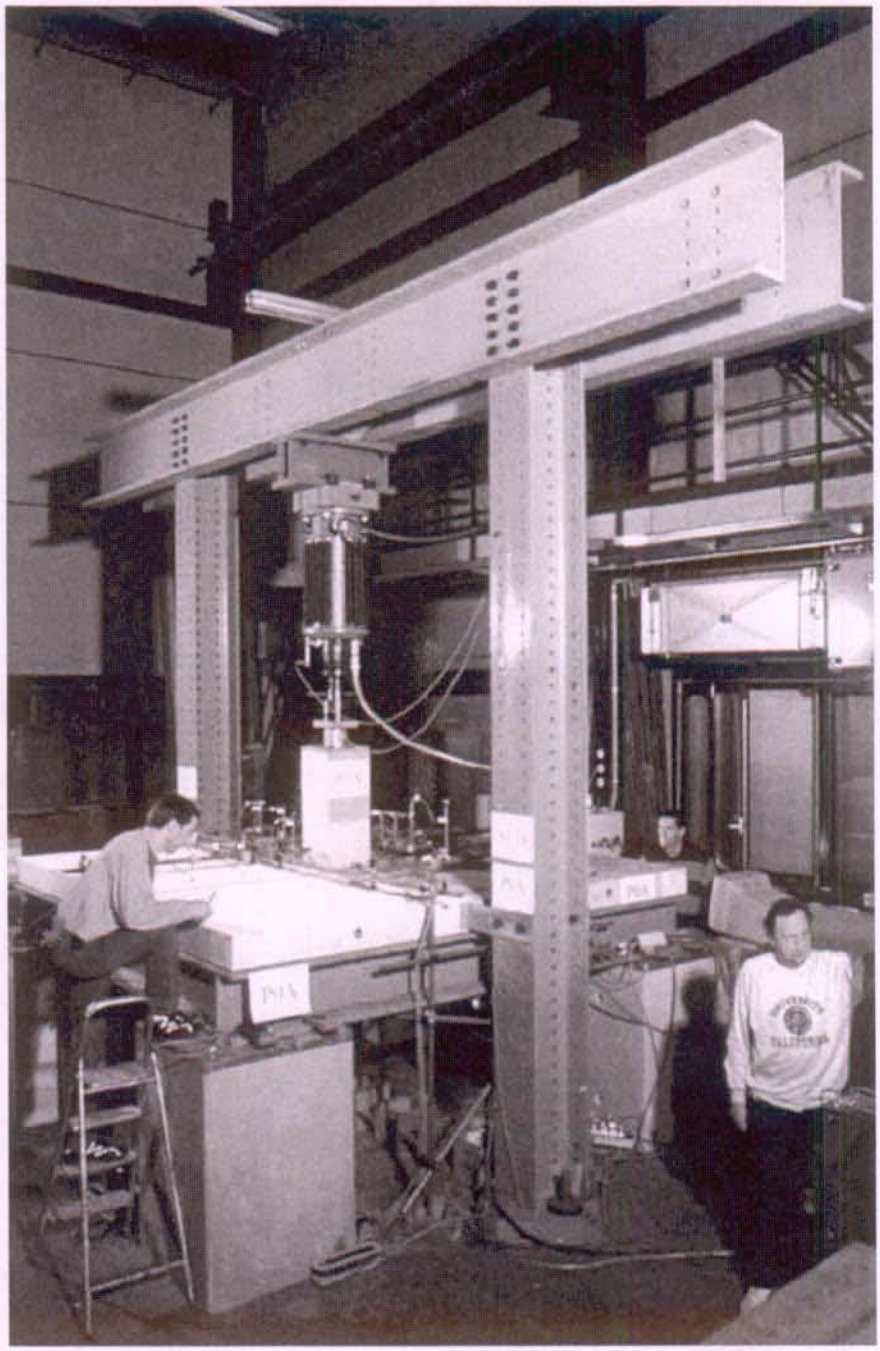


Figure 3.9: Stand d'essai avec la dalle P0A (sans pied-bot)

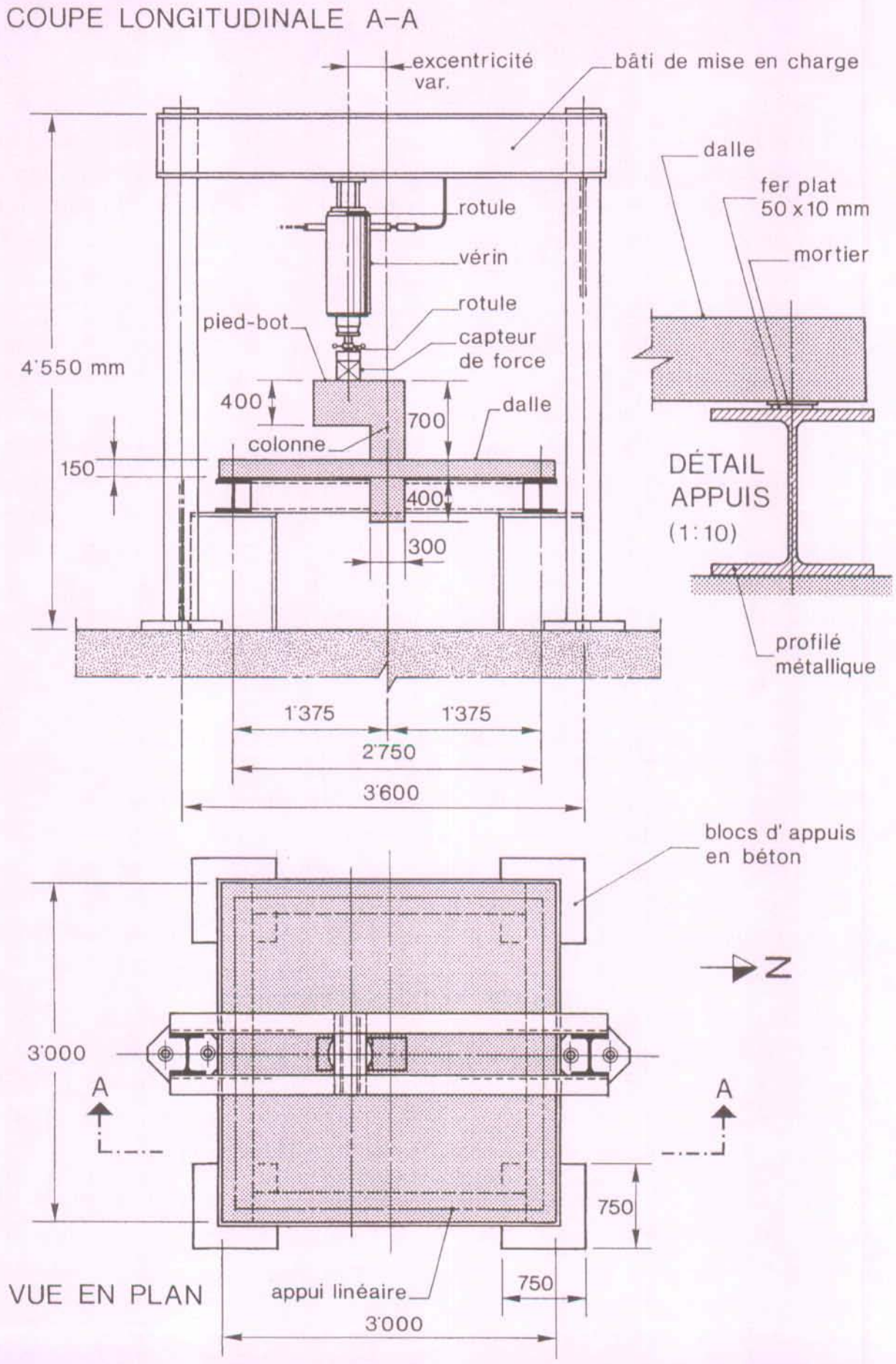


Figure 3.10: Plan du banc d'essai (échelle 1:50)

Pour simuler le comportement réel d'une dalle, dont le béton de la face tenue sur appuis est en face supérieure lors du bétonnage, il a fallu tourner la dalle de 180° par rapport au sens du bétonnage.

Les appuis linéaires de la dalle sont constitués de fers plats de 50 mm de largeur et de 10 mm de hauteur soudés sur les profilés métalliques (détail appuis, fig. 3.10). Le contact entre la dalle et les appuis est assuré par un mortier en résine polyester (Euxit 220 – Holderchem Euco) comblant les irrégularités du béton et des profilés métalliques.

Un dispositif de guidage latéral a été installé pour les premières dalles afin d'éviter un glissement causé par d'éventuelles forces horizontales parasites. Ce dispositif permettait d'éviter une translation N-S ou E-O et empêchait aussi la rotation de la dalle autour de la colonne. Aucun mouvement n'a été constaté lors de l'essai de la dalle pour la plus grande excentricité (P30A). Par la suite une partie du dispositif a été abandonné, le mouvement N–S restant bloqué. Le vérin utilisé pour les essais est de type Amsler EPZ-622 avec une capacité de 1'000 kN (statique) et une course de 125 mm. Il est muni à ses deux extrémités de rotules autorisant une déformation angulaire de 2° (3.4 %). La rotation non négligeable de la colonne à l'approche de la rupture nécessite l'utilisation d'un vérin articulé à grande course afin de suivre le déplacement de la colonne sans induire une force parasite horizontale trop importante.

3.3.5 Instrumentations et technique de mesure

Chaque essai a fait l'objet d'une instrumentation de base comprenant des mesures automatiques et manuelles. Les mesures automatiques permettent d'obtenir une acquisition en cours d'essai, toutes les minutes, tandis que les mesures manuelles nécessitant une interruption de la mise en charge (palier). Les mesures automatiques du premier essai P30A ont été effectuées au début et à la fin de chaque palier de charge (environ toutes les 10 minutes) ce qui s'est avéré être insuffisant du point de vue de la fréquence.

L'acquisition des données a été effectuée à l'aide d'une centrale de mesure du type HBM UPM 100. Un programme d'acquisition des données a été spécialement développé pour cette recherche. Ce programme, développé dans le langage de programmation LABVIEW, permet de suivre en direct l'évolution de l'essai sur plusieurs graphiques différents. Ce suivi s'est avéré très utile pour anticiper le moment de la rupture par poinçonnement.

Le vérin est piloté en déformation à l'aide d'un capteur inductif et un capteur de force de type Losinger permet de suivre l'évolution de la charge. L'instrumentation et les techniques de mesure sont décrites ci-dessous.

a) *Capteurs inductifs* : la dalle est équipée de 25 capteurs inductifs d'une précision de 10 µm servant à mesurer ponctuellement les déformations verticales de la dalle. Les capteurs

inductifs autour de la colonne ont une course de 50 mm tandis que ceux plus éloignés ont une course de 20 mm. La majorité des capteurs sont fixés sur un bâti composé de tubes en acier situés au dessus de la dalle afin de ne pas gêner l'inspection visuelle des fissures sous la dalle. Seuls quatre capteurs sont placées individuellement sous la dalle puisque le pied-bot empêche leur installation en face supérieure.

b) *Comparateurs mécaniques* : Quatre comparateurs mécaniques sont installés pour mesurer la déformation des profilés métalliques à mi-travée. Ces comparateurs servent à contrôler la déformation des appuis en cours d'essai. Ils ont une course de 50 mm et une précision de 10 µm.

c) *Jauges OMEGA* : 44 jauges OMEGA permettent de mesurer l'allongement relatif du béton sur la face en compression (dans notre cas la face supérieure) tout autour de la colonne. Ces jauges sont fixées par l'intermédiaire de taquets métalliques distants de 100 mm et ont une précision de 10 µm. Les mesures sont effectuées dans les directions radiale et tangentielle autour de la colonne.

d) *Mesures manuelles d'allongement* : La face inférieure de la dalle (béton en traction) est instrumentée à l'aide de petits taquets en métal permettant d'effectuer une lecture manuelle à l'aide d'un déformètre. Ce déformètre permet de mesurer l'allongement relatif sur une base de 150 mm avec une précision de 5 µm. Les emplacements sont choisis afin de correspondre à ceux des jauges Omega en face supérieure. En tout 66 mesures ont été effectuées lors de chaque palier de charge avec une durée de 5 à 7 minutes.

e) *Inclinomètres* : Trois inclinomètres analogiques sont placés sur le pied-bot et la colonne. Ils sont de type AccuStar et permettent une mesure d'angle avec une précision de 1/60°. Ces inclinomètres permettent de connaître la rotation de la colonne suivant les deux axes.

f) *Jauges de déformation sur les barres d'armatures* : ces jauges sont collées sur les barres d'armatures longitudinales, les étriers ou les goujons. La figure 3.11 montre une jauge collée sur une barre de ∅ 14mm. Elles ont une base de mesure de 10 mm et sont noyées dans le béton ce qui exige une mise en place très soignée. Leur position et leur nombre est variable suivant les dalles. En principe, les deux barres passant au travers de la colonne dans la direction de l'excentricité sont instrumentées. Les jauges sont placées suivant les essais sur les barres de flexion au nu de la colonne, au milieu des étriers ou des goujons.

Figure 3.11: Jauge de déformation sur une barre d'armature longitudinale

g) Fissuration interne : Afin d'estimer l'endommagement du béton du à l'effort tranchant (fissuration interne), deux capteurs inductifs de type HBM W100 sont installés pour mesurer l'allongement entre les deux faces du béton au travers d'un trou de ∅10 mm (fig. 3.12).

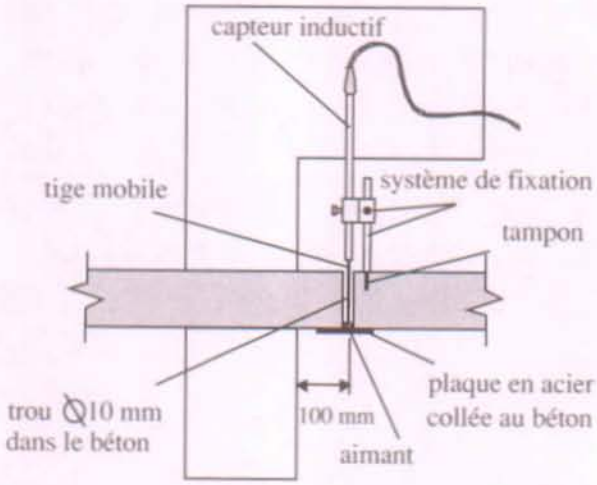


Figure 3.12: Mesure de l'allongement transversal du béton

Cette méthode de mesure a été développée seulement au cours de la campagne d'essai, c'est pourquoi les deux premières dalles testées (P0A et P30A) n'ont pas été équipées de ce système de mesure. Le premier capteur est placé à 100 mm de la colonne tandis que le deuxième est situé en dehors de la zone de l'armature de poinçonnement à environ 100 mm du dernier étrier ou goujon. Une technique semblable a été utilisée par Van der Voet et al. [144].

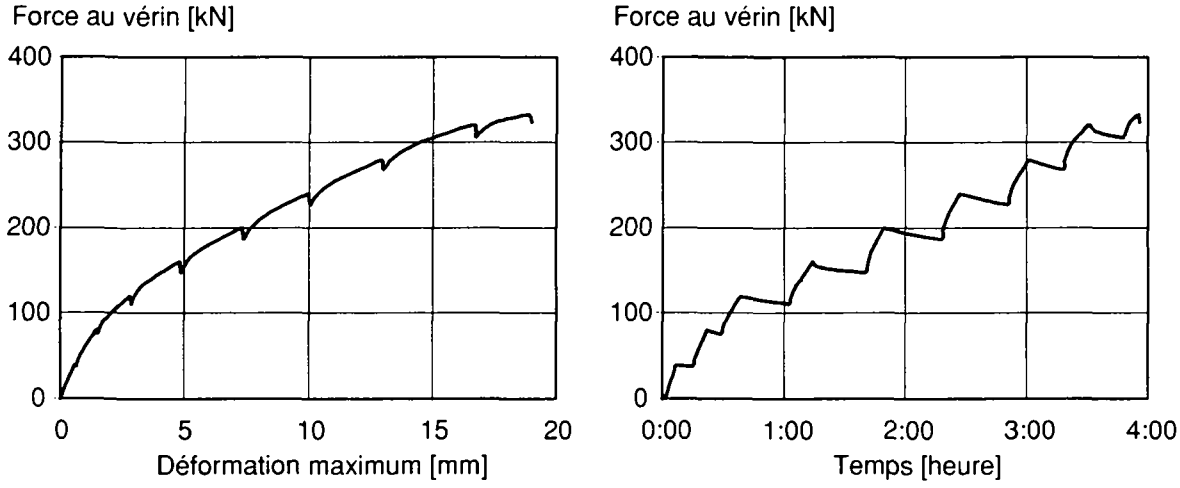
3.4 Résultats

3.4.1 Déroulement des essais - Déformation

Chronologie

L'essai est effectué 28 jours après le bétonnage de la dalle. La montée en charge est faite avec des paliers de charge chaque 40 kN (40, 80, 120, 160, etc). Pendant le palier, la déformation au vérin est maintenue constante afin de pouvoir faire une inspection visuelle des fissures et prendre les mesures manuelles avec le déformètre. Une fois que la fissuration est stabilisée ou que la prise de mesure manuelle sous la dalle devient trop dangereuse, la mise en charge est

effectuée jusqu'à la rupture. Le nombre de paliers de charge dépend d'un essai à l'autre, il est en principe en fonction de la charge maximum atteinte par l'élément (fig. 3.13a).



a) Force au vérin – déformation maximum *b) Force au vérin - temps*

Figure 3.13: Historique de l'essai P16A

Le vérin est piloté en déformation de façon que la vitesse de chargement soit constante à environ 4 kN/min, c'est à dire environ 10 minutes par étape de mise en charge. Puisque l'essai est dirigé en déplacement, la vitesse de déplacement doit être adaptée en fonction de la rigidité de la dalle, celle-ci diminuant en cours d'essai suite à la fissuration.

En pratique, la durée totale d'un palier a varié entre 10 et 30 minutes, en fonction principalement de l'ampleur de la fissuration à tracer, ce qui est mis en évidence à la figure 3.13b. C'est à partir du 3^{e} palier que la fissuration apparaît massivement et se poursuit jusqu'à la fin de l'essai ce qui augmente la durée des paliers. Un essai a duré entre 3 heures et demi et 5 heures suivant la charge ultime atteinte.

La figure 3.13 met en évidence le fait que la charge décroît durant les paliers malgré une déformation au vérin maintenue constante. Ce phénomène provient certainement d'une modification de la rigidité de la dalle suite à une propagation des fissures, d'un endommagement de l'adhérence des barres d'armature et de l'élasticité différée du béton.

L'essai se termine lorsque la force chute rapidement par l'apparition du cône de poinçonnement ou lorsque la rotation de la colonne atteint 3.5 % (environ 2°), c'est à dire lorsque le vérin ne peut plus suivre la rotation de la colonne (fig. 3.14).

Figure 3.14: Rupture par le développement d'un cône de poinçonnement ou une rotation excessive de la colonne

Comportement charge-déformation

Lors d'un essai de poinçonnement, les processus d'endommagement de la dalle sont multiples et complexes. Cet endommagement peut être visible, comme par exemple les fissures sur la surface en traction du béton ou le cône de poinçonnement, mais aussi invisible comme la perte d'adhérence des barres d'armature ou les fissures à l'intérieur[1] du béton dues à l'effort tranchant.

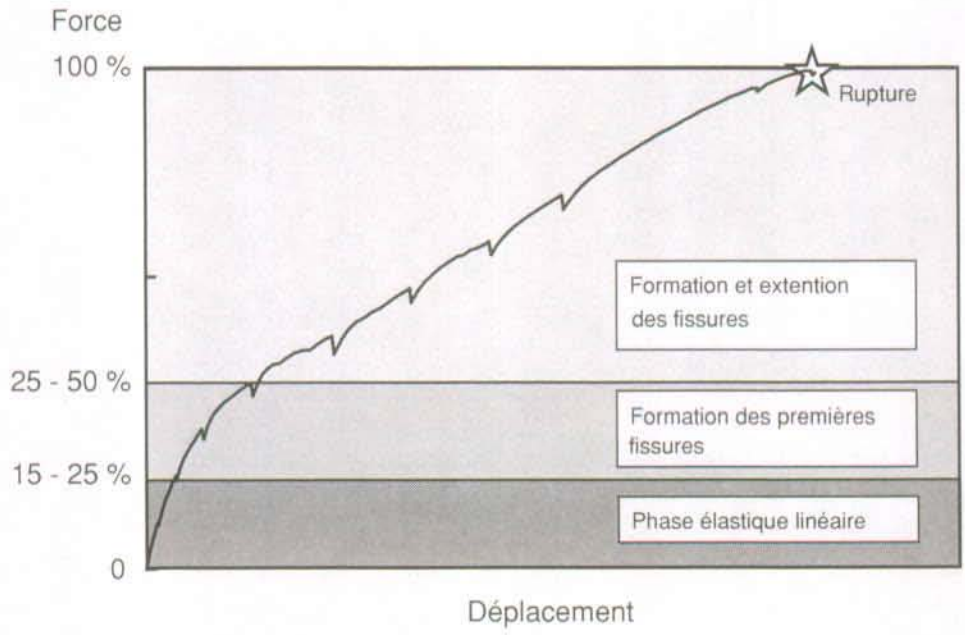


Figure 3.15: Charge – déplacement d'un essai de poinçonnement

Dans le cadre du poinçonnement, les observations et les mesures effectuées en surface du béton sont primordiales mais ne peuvent, à elles seules, permettre de comprendre le phénomène. Il est par exemple impossible de prédire le moment de la rupture par une seule

[1] Fissures de poinçonnement, voir l'état des connaissances, section 2.2

analyse de la fissuration externe, la fissure principale de poinçonnement n'apparaissant en surface qu'au moment de la rupture. Le diagramme de la figure 3.15 permet de mettre en évidence ces diverses phases.

La première phase peut-être décrite comme une phase élastique linéaire, la limite se situant à environ 15 – 25 % de la charge de rupture. La première fissure est toujours une fissure tangentielle causée par le moment de flexion. Elle apparaît au nu de la colonne et est localisée en principe du côté où l'excentricité est appliquée (fig. 3.16, P16A et PP16A). Si aucune excentricité n'est appliquée alors la fissure tangentielle apparaît de façon aléatoire autour de la colonne (fig. 3.16, PP0B). Cette fissure tangentielle apparaît lors du 2^{e} palier (80 kN) pour certains essais et lors du 3^{e} (120 kN) pour d'autres, cette différence étant vraisemblablement due à la résistance à la traction du béton et à la qualité de la surface pour l'inspection visuelle.

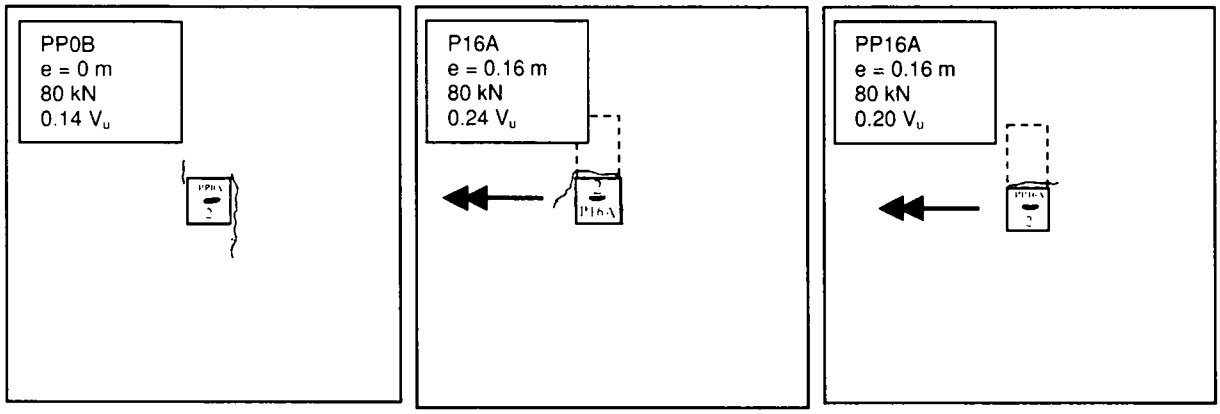


Figure 3.16: Fissures tangentielles et radiales pour une charge de 80 kN (P_u est la charge de poinçonnement de la dalle)

Avec l'augmentation de la force, la fissure tangentielle se développe autour de la colonne et les fissures radiales apparaissent. Cette deuxième phase (jusqu'à 25 – 50 % de la charge de rupture, fig. 3.15) est caractérisée par la formation de fissures et la diminution progressive de la rigidité globale de la dalle. La figure 3.17 montre la fissuration de trois dalles avec la même excentricité. On constate que les dalles sont déjà nettement fissurées dans la direction radiale et que les fissures se prolongent jusqu'aux appuis. Ces fissures radiales se répartissent plus ou moins symétriquement autour de la colonne tandis que les fissures tangentielles (présentes pour la dalle PP16B) sont uniquement localisées du côté de l'excentricité.

La longueur et le nombre de fissures varient d'un essai à l'autre. La dalle PP16A (*avec* étriers) a le moins de fissures, suivie de la dalle P16A (*sans* étriers) et de la dalle PP16B (*avec* étriers). Si l'on compare la dalle P16A aux dalles PP16A et B, on constate qu'il y a une fois une augmentation du nombre de fissures et une fois une diminution avec l'ajout d'étriers dans la dalle. On peut donc conclure que la présence d'armature de poinçonnement ne semble pas jouer un rôle déterminant sur la fissuration de la dalle.

Par contre, la résistance à la traction est légèrement différente pour ces trois dalles puisque elle est de 2.8 N/mm^2, de 2.6 N/mm^2 et de 2.4 N/mm^2 pour les dalles PP16A, P16A et PP16B respectivement (tab. 3.8). Cet ordre d'énumération correspond à l'ordre d'importance de la fissuration ce qui met en évidence le rôle de la résistance à la traction du béton sur la propagation des fissures.

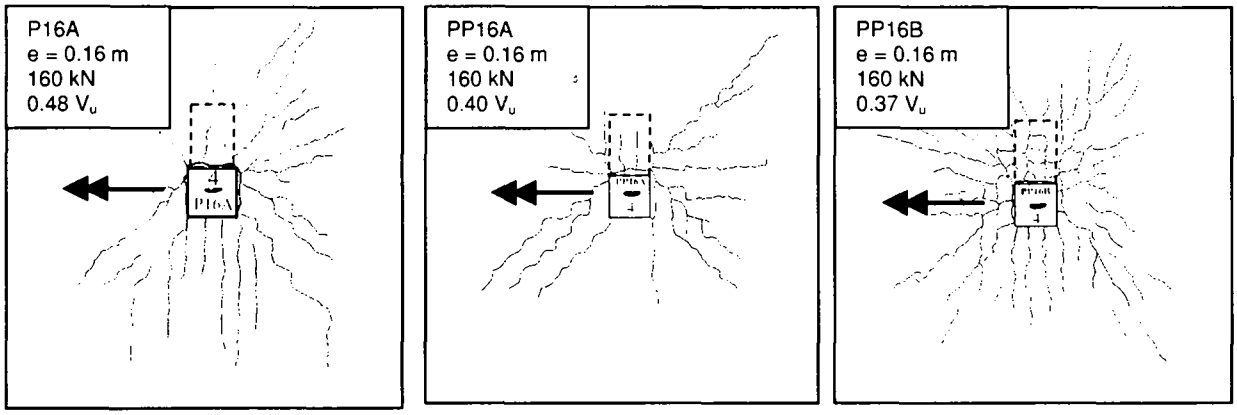


Figure 3.17: Fissures tangentielles et radiale pour une charge de 160 kN (P_u est la charge de poinçonnement de la dalle)

La troisième phase est caractérisée d'abord par une rigidité globale de la dalle plus ou moins constante (pente constante sur les courbes de la figure 3.15), malgré une augmentation de la fissuration. Ensuite, la rigidité baisse à nouveau et le nombre de fissures tangentielles augmente sensiblement et finit par former un faïençage autour de la colonne, particulièrement bien marqué pour les essais PP0B et PP16B de la figure 3.18. Cette baisse de rigidité est sans doute la conséquence d'une redistribution interne des efforts, d'un endommagement de la liaison acier –béton et des fissures de poinçonnement (formation du cône de poinçonnement). La figure 3.18 illustre le fait que le faïençage apparaît de façon symétrique autour de la colonne pour les essais centrés tandis qu'il est concentré du coté de l'excentricité pour les autres essais.

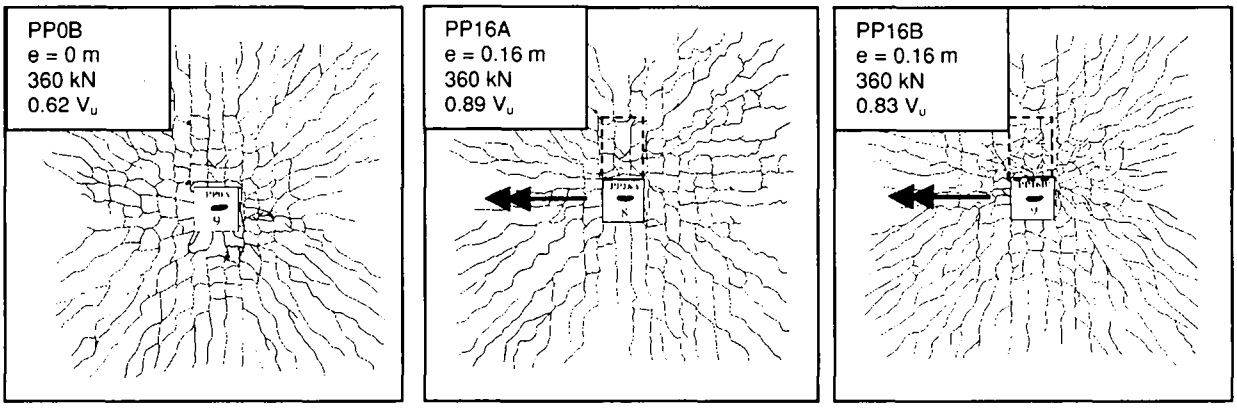


Figure 3.18: Fissures tangentielles et radiale pour une charge de 360 kN

La quatrième phase comprend la rupture de l'élément avec la formation d'un cône de poinçonnement. Cette rupture peut avoir deux dynamiques différentes. Soit la rupture est fragile et très soudaine avec une perte instantanée de la capacité portante, c'est la cas pour les dalles sans armature de poinçonnement P0A, P16A et P30A ou lorsque la rupture se localise en dehors de la zone des goujons (essai Anco16B). Soit la rupture est plus ductile et elle se localise alors dans la zone des armatures de poinçonnement, comme pour les essais PP16A et B avec un palier horizontal voire même une branche de décharge progressive. Dans le cas de la dalle PP0B, la colonne pourtant chargée de façon totalement centrée, est devenue instable en fin d'essai (rotation trop importante, fig. 3.26). Cette instabilité est sans doute causée par la rupture combinée du béton en compression et la plastification des armatures de flexion comme montré à la figure 3.19. Une inspection visuelle de la zone en compression du béton et des mesures d'allongement sur les armatures de flexion confirment cette hypothèse.

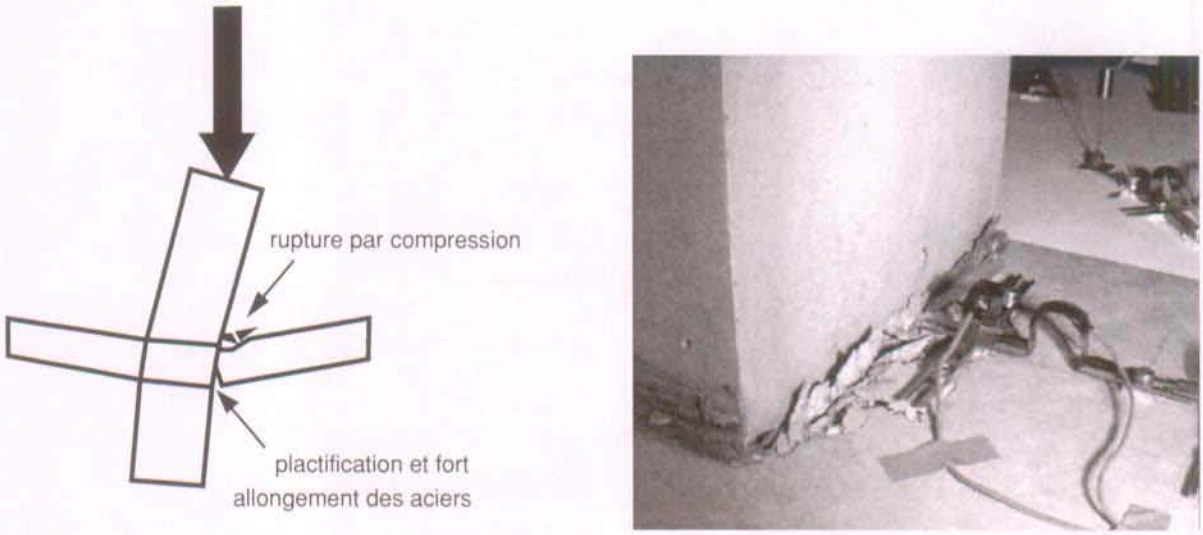


Figure 3.19: Instabilité de la colonne pour le cas de l'essai PP0B et rupture localisée du béton sur la face comprimée de la dalle

La figure 3.20 met en évidence l'influence des paramètres variables sur les sept différentes dalles testées. Le graphique met en relation la déformation mesurée au milieu de la dalle en fonction de la force appliquée.

Dans un premier temps, jusqu'à environ 200 kN, les sept courbes sont très proches l'une de l'autre, les variables d'essais n'ayant quasiment aucunes influences sur la rigidité globale de la dalle. En dessus de 200 kN, les courbes se divisent en deux groupes distincts en fonction du taux d'armature longitudinale, les dalles avec le pourcentage d'armature de 1.3 % ayant un comportement plus rigide de celles avec un taux de 1.0 %. Ensuite vers 300 kN, les dalles sans excentricité de la force montrent une comportement plus rigide par rapport aux dalles avec une excentricité pour un même pourcentage d'armature longitudinal (PP0B par rapport à PP16B et Anco16B, P0A par rapport à P16A).

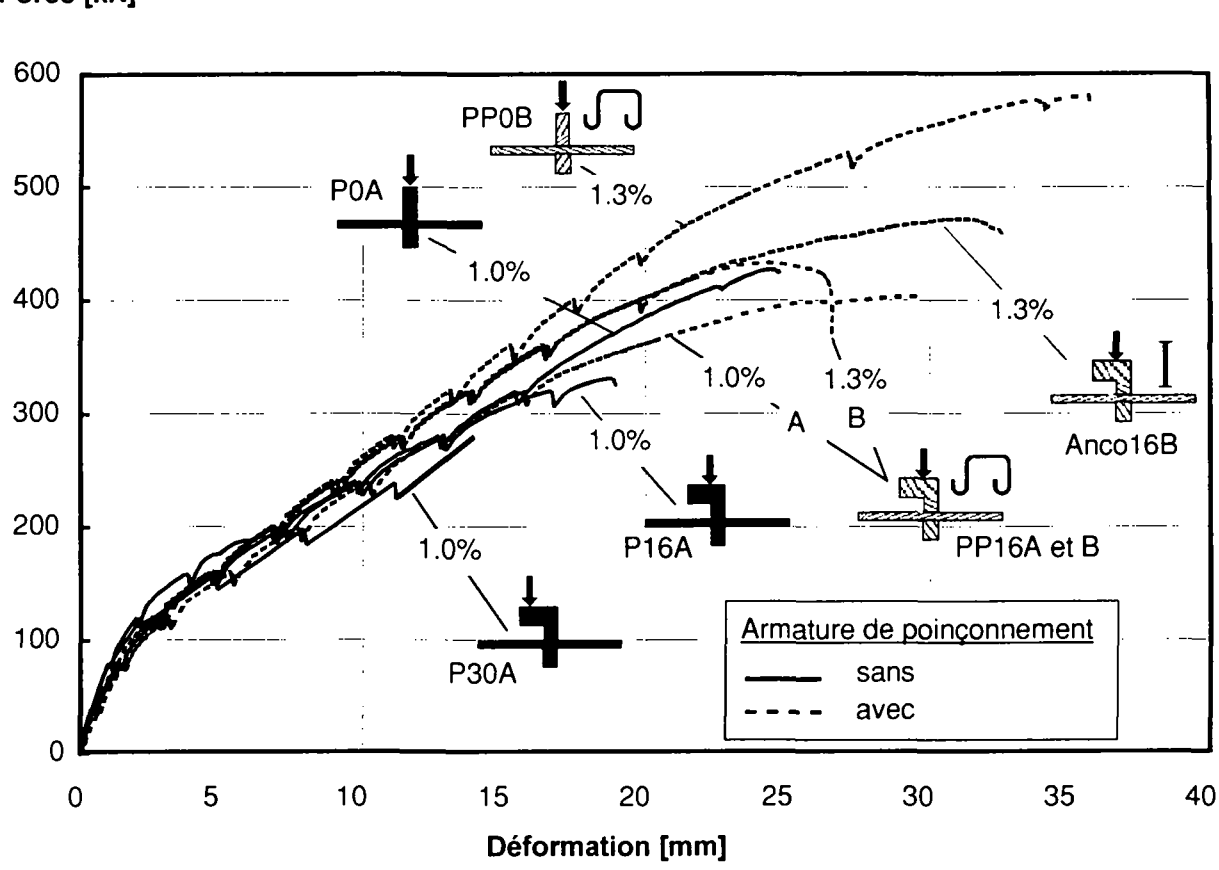


Figure 3.20: Force en fonction de la déformation au milieu de la dalle pour les 7 essais

La déformation maximum atteinte par les dalles varie surtout en fonction de la présence ou non d'armature de poinçonnement et de l'excentricité de la force. La déformation est de l'ordre de 36 mm pour la dalle PP0B (*avec* étriers, $e = 0$) tandis qu'elle est de 14 mm pour la dalle P30A (*sans* étriers, $e = 320$ mm) soit une diminution de 61 %. Pour les dalles sans armature de poinçonnement, la déformation maximum passe de 24 mm pour $e = 0$ mm (P0A) à 19 mm pour $e = 160$ mm (P16A), soit une diminution de 21 %. Pour les dalles avec armature de poinçonnement, cette déformation passe de 36 mm pour $e = 0$ mm (PP0B) à 27 mm pour $e = 160$ mm (PP16B), soit une diminution de 25 %. Plus l'excentricité est importante, plus la ductilité de la dalle diminue et cela indépendamment de l'utilisation de l'armature de poinçonnement.

La résistance ultime passe de 579 kN, pour le cas d'une charge centrée (PP0B), à 270 kN pour le cas d'une excentricité de 0.32 m (P30A), soit une diminution de plus de 50 % pour un béton identique et une même géométrie. Pour les dalles sans armature de poinçonnement, la réduction par rapport au cas centré est de 22 % et de 36 % pour une excentricité respectivement de 0.16 m et 0.32 m. Cette réduction est légèrement plus forte pour les dalles avec étriers puisqu'elle atteint 26 % pour une excentricité de 0.16 m (tableau 3.5).

Lorsque seul le pourcentage d'armature de flexion augmente, on constate que la charge ultime augmente également tandis que la ductilité diminue. Ceci peut être observé sur les courbes

PP16A et B de la figure 3.20. Cela a aussi été mis en évidence par Menétrey [105] et Hawkins et al. [64].

Tableau 3.5: Charge ultime et réduction par rapport au cas centré

	e [m]	Déformation max [mm]	Charge ultime V_u [kN]	Diminution par rapport au cas centré
P0A	0	25	423	-
P16A	0.16	19	332	22 %
P30A	0.32	14	270	36 %
PP0B	0	36	579	-
PP16A	0.16	30	403	30 %
PP16B	0.16	27	432	25 %
Anco16B	0.16	33	470	20 %

La figure 3.21 montre que l'interaction semble être linéaire entre le moment de flexion et la force, ce qui est confirmé par Yamasaki [150], Regan et Braestrup [22]. Les normes donnent aussi une interaction linéaire. Les pentes des courbes *P* et *PP* sont plus ou moins identiques ce qui laisse à penser que l'influence d'une excentricité est la même avec ou sans armature transversale. Le faible nombre d'essais ne permet toutefois pas de confirmer cette tendance.

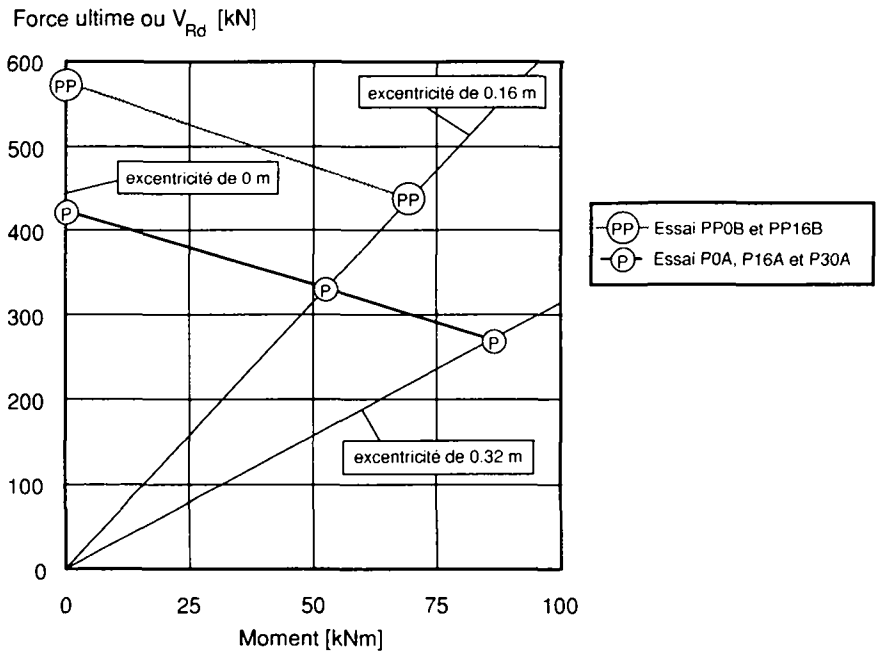


Figure 3.21: Comparaison entre les normes et les essais

La résistance ultime V_R, calculée sans armature de poinçonnement, diffère fortement d'une norme à l'autre (voir chapitre 2). Cependant, la manière de traiter l'excentricité est semblable pour les normes ACI 89-95 [4], British Standard 97 [18] et Code Modèle CEB-FIP 1990 [20]. La figure 3.22 montre la diminution de la charge ultime par le rapport au cas centré pour les

deux excentricités testées Les normes donnent une réduction légèrement supérieure à celle constatée pour les essais en laboratoire. Elles sont donc un peu trop pessimistes quant à l'influence d'une excentricité sur la charge de rupture. Dans notre cas, les meilleurs résultats sont donnés par le Code Modèle CEB-FIP 1990 [20] et le British Standard BS8110 [17].

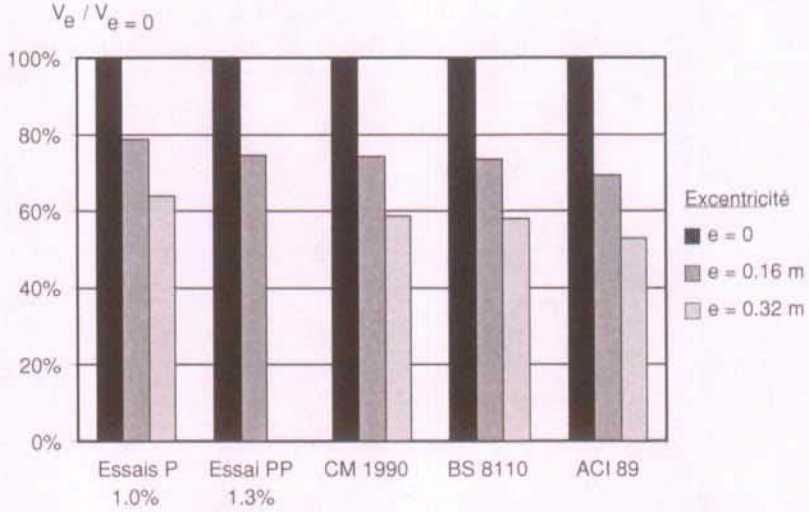


Figure 3.22: Charge de rupture normalisée à e = 0 en fonction de l'excentricité pour les essais et trois différentes normes

La présence d'armature de poinçonnement augmente la charge ultime et la ductilité de la dalle (fig. 3.20). L'augmentation de la charge est supérieure à 30 % et va même jusqu'à 42 % dans le cas de l'essai Anco16B (fig. 3.23). Cette augmentation est également imputable à l'armature longitudinale qui passe de 1.0 % à 1.3 % pour les dalles respectivement sans et avec une armature de poinçonnement. L'influence de cette armature peut être estimé en comparant les essais PP16A (1.0 %) et PP16B (1.3 %) où la force passe de 403 kN à 432 kN soit une augmentation de 7 %. Cette valeur est comparable à celle donnée par le Code Modèle 1990 [20] (9 %) et l'Eurocode 2 (8 %) [42].

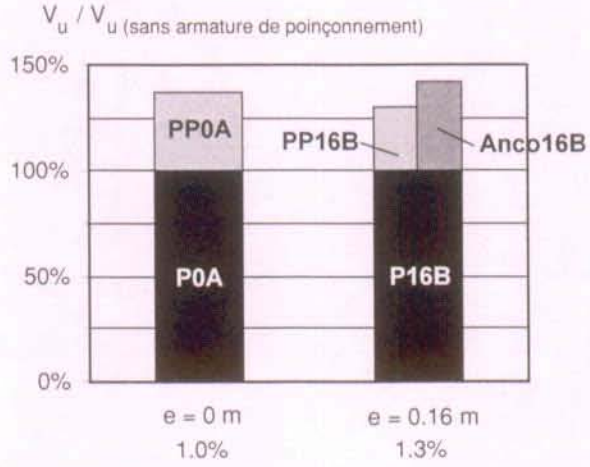
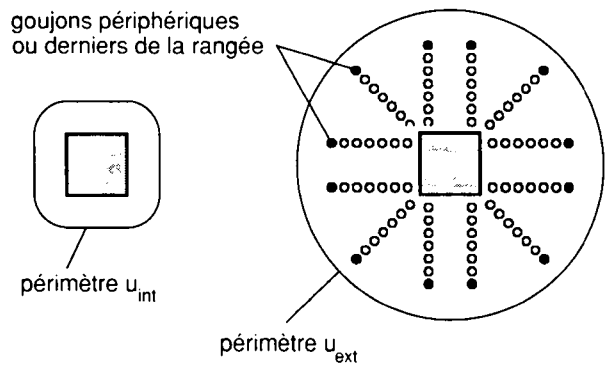


Figure 3.23: Augmentation de la charge de rupture en fonction de l'armature de poinçonnement pour deux excentricités différentes

Il faut cependant noter que les étriers et les goujons ont été dimensionnés pour résister à une charge de 1.5 fois celle sans armature de poinçonnement. La figure 3.23 montre que cette augmentation reste toujours inférieure à cette valeur. Cela peut se comprendre par le fait que la rupture est localisée à l'intérieure de la zone couverte par les étriers (voir fig. 3.30). Par contre pour la dalle avec les goujons (Anco16B), la rupture est localisée au niveau des derniers goujons de chaque rangées comme le met en évidence les figures 3.31 et 3.32. La figure 3.24 donne le rapport $V_{u,ext}/V_{u,int}$ entre la charge ultime calculée pour un périmètre critique u_{ext} situé en dehors de la zone couverte par les goujons et la charge calculée pour un périmètre critique u_{int} (sans armature de poinçonnement). Ce rapport est calculé à l'aide de la norme SIA 162 et le Code Modèle CEB – FIP 1990 et vaut respectivement 1.38 et 1.70. A noter que le périmètre extérieur donné par le Code Modèle n'est pas continu (voir fig. 2.18). L'augmentation est alors, dans les deux cas, supérieure à celle constatée lors des essais. Cette différence provient sans doute du fait que la fissure de poinçonnement au travers des derniers goujons de chaque rangée (ou goujons périphériques, fig. 3.32). L'ancrage constitué par la tête des goujons est insuffisant dans ce cas. Afin d'obtenir un rapport $V_{u,ext}/V_{u,int}$ proche de celui des essais, le calcul du périmètre extérieur doit être effectué sans les derniers goujons de chaque rangée.



Normes	Rapport $V_{u,ext}/V_{u,int}$ calculé	essai
SIA 162	1.38	1.42 (fig. 3.23)
Code Modèle CEB – FIP 1990	1.70	

Figure 3.24: Rapport $V_{u,ext}/V_{u,int}$ de la charge ultime calculée pour un périmètre critique u_{ext} situé en dehors de la zone couverte par les goujons et la charge calculée pour un périmètre critique u_{int} (sans armature de poinçonnement)

3.4.2 Déformation et rotation

Déformations verticales

La figure 3.25 montre les déformations subies par la dalle sur un axe passant par le milieu de la colonne dans la direction Nord-Sud (orientation de la dalle, voir fig. 3.10). Chaque courbe en ligne pleine correspond à un palier de charge et la courbe en traitillé correspond à la charge ultime atteinte par la dalle. Pour l'essai P30A, il manque la courbe en traitillé puisque la mesure à la rupture n'a pas été effectuée. Les déformations maximales pour la charge ultime

vont de 14 à 25 mm pour les dalles sans armature transversale et de 26 à 36 mm pour celles avec armature.

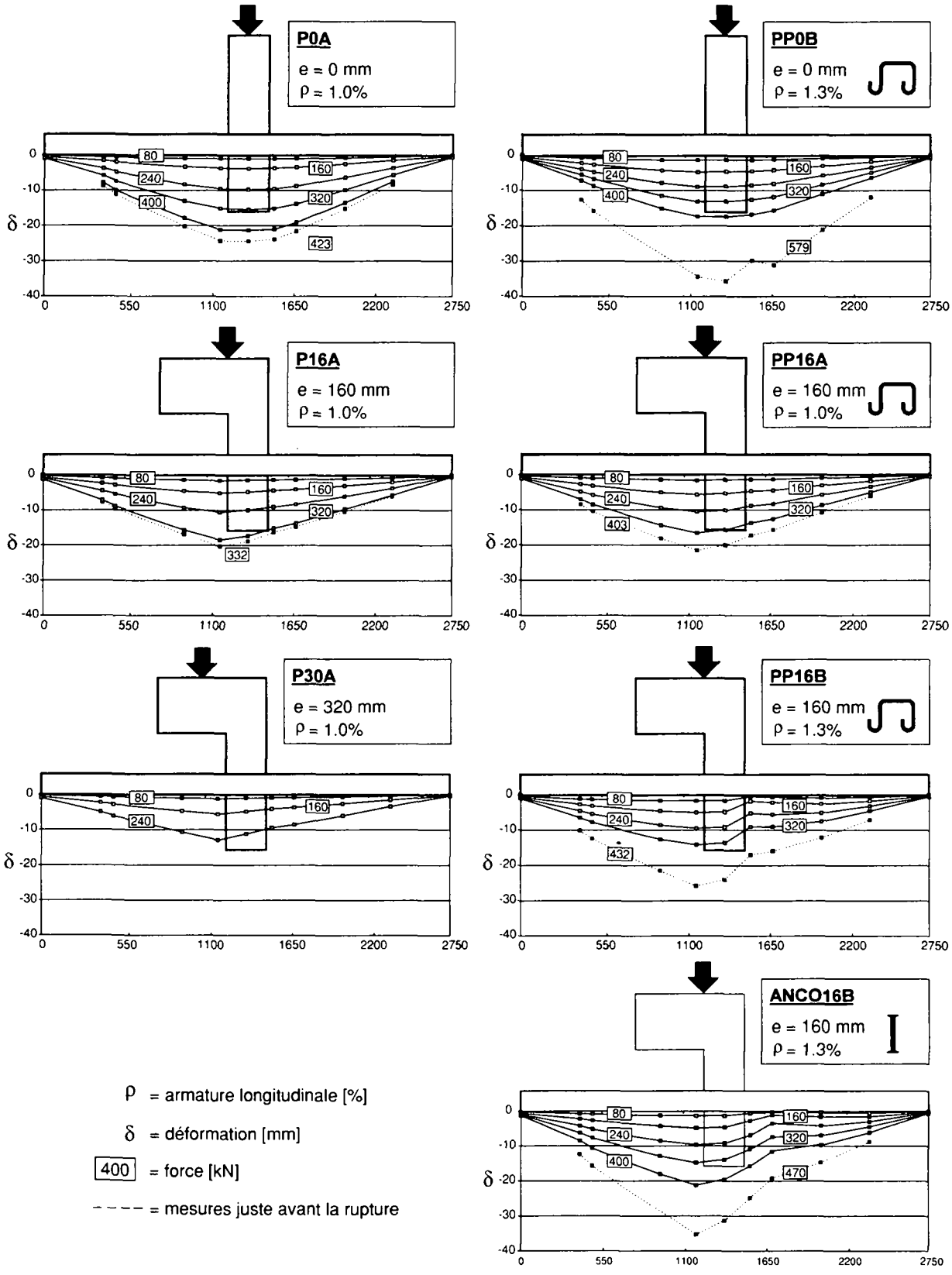


Figure 3.25: Déformation de la dalle mesurée à l'axe de la colonne (valeur en mm)

Pour toutes les dalles, on constate une discontinuité de la pente à proximité immédiate de la colonne. Cette discontinuité (ou concentration de courbure) est la conséquence de la fissure tangentielle autour de la colonne (fig. 3.16). La courbure de la dalle se concentre dans cette zone et la flèche décroît de façon presque linéaire de cette zone jusqu'aux appuis, traduisant une rotation en bloc de la dalle. Les déformations de part et d'autre de la colonne sont symétriques lorsque la force est appliquée de façon centrée (P0A et PP0B). Seul un point sur la courbe en traitillé de l'essai PP0B semble légèrement décalé vers le haut, conséquence sans doute d'un craquèlement du béton de la dalle autour de la colonne perturbant la mesure du capteur inductif.

Lorsque une excentricité est appliquée, la déformée devient asymétrique. Les dalles P16A, P30A et PP16A ont plus ou moins le même profil avec une localisation de la discontinuité d'un seul côté de la colonne traduisant le fait que la fissure tangentielle ne fait pas le tour de la colonne (fig. 3.17). La courbe décrit alors deux segments de droites bien distincts. Si l'on compare les essais P16A et PP16A, l'armature de poinçonnement semble dans ce cas ne pas avoir d'influence sur le profil des déformations mais seulement sur la charge ultime.

Par contre les essais P16B et Anco16B montrent un profil des déformations différent, principalement du côté opposé à la direction de l'excentricité. Il semble que cet effet est dû à l'armature de poinçonnement et à l'augmentation de l'armature longitudinale. L'armature de poinçonnement permet de confiner le béton autour de la colonne et permet une rotation en bloc de la colonne et d'une partie de la dalle. Il est toutefois étonnant de constater une telle différence entre les essais PP16A et PP16B, où la seule différence est l'augmentation de l'armature de flexion de 1.0 % à 1.3 %.

Rotations

La figure 3.26 montre la rotation maximum mesurée en tête de colonne. Les dalles chargées de façon centrée ne subissent aucune rotation pendant la montée en charge ce qui montre que la force est introduite de façon parfaitement centrée dans la colonne. A proximité de la rupture, la rotation de la colonne PP0B semble diverger, conséquence de l'instabilité de la colonne déjà décrite à la figure 3.19. Pour les dalles chargées avec une excentricité, la rotation augmente de façon parabolique avec la force puis semble atteindre un palier horizontal au voisinage de la rupture. Ce palier est faible voire inexistant pour les dalles sans armature de poinçonnement (P16A et P30A), tandis qu'il est important pour les dalles avec des étriers ou des goujons.

La pente de chacune des courbes est principalement fonction de l'excentricité et du pourcentage d'armature longitudinale. L'augmentation du taux d'armature longitudinale permet d'obtenir une connexion dalle-colonne plus rigide surtout lorsque la charge est supérieure à 250 kN. La figure 3.26 montre que pour une même excentricité de 160 mm, les

courbes se divisent en deux groupes distincts : les dalles P16A - PP16A avec 1.0 % et les dalles PP16B – Anco16B avec 1.3 %.

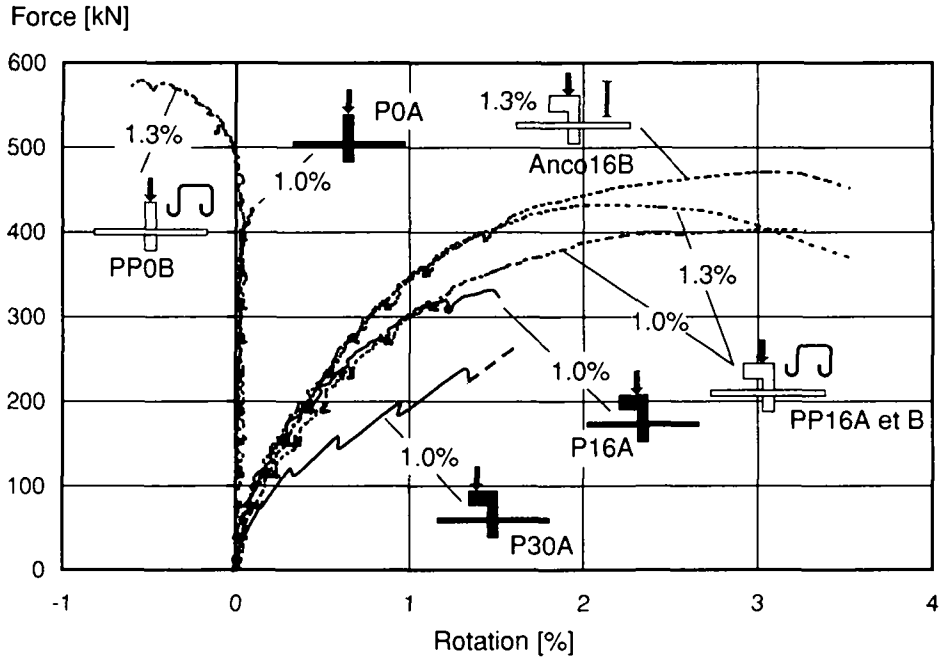


Figure 3.26: Rotation maximum de la colonne

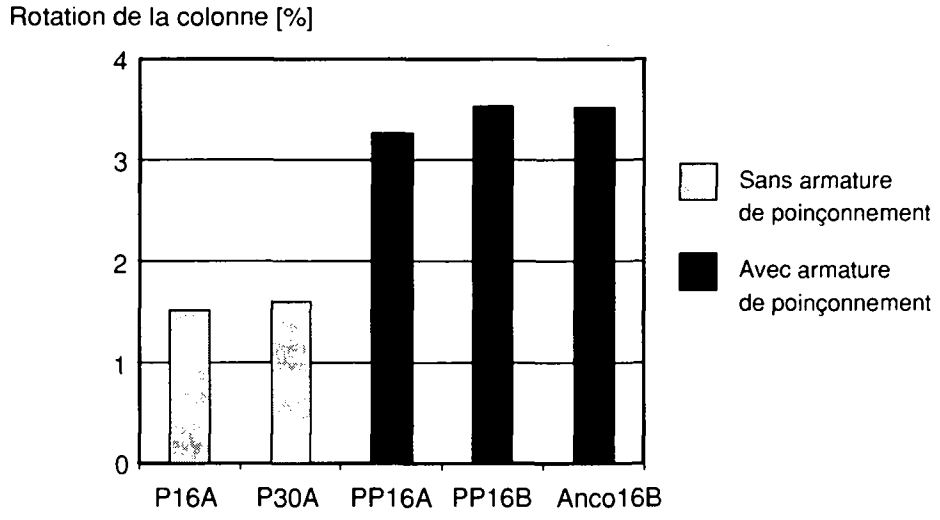


Figure 3.27: Rotation maximum de la colonne juste avant la rupture par poinçonnement

La rotation de la colonne est influencée par l'armature de poinçonnement au voisinage de la charge ultime. A l'état ultime, la figure 3.27 montre que cette armature permet de doubler la rotation maximum de la colonne qui passe d'environ 1.6 % à 3.5 %. Le gain de ductilité de la connexion dalle-colonne est important avec l'utilisation d'étriers ou de goujons. Il faut aussi remarquer que la rotation maximum est plus ou moins la même avec des étriers (PP16A et PP16B) ou des goujons (Anco16B), malgré une grande différence du pourcentage d'armature transversale. La figure 3.27 montre aussi que le pourcentage d'armature longitudinal a peu

d'influence sur la rotation maximum de la colonne. En effet, la rotation maximum est quasiment la même entre les dalles PP16A et PP16B.

Déformation transversale entre deux faces du béton

Cette technique de mesure utilisée pour la première fois lors de l'essai P16A (3^e dalle testée), s'est avérée très utile pour anticiper le moment de la rupture. Elle donne une idée de l'état de la fissuration interne dans le béton et de la coalition des fissures de poinçonnement. La figure 3.28 montre le déplacement transversal entre deux faces du béton mesuré à 100 mm du nu de la colonne.

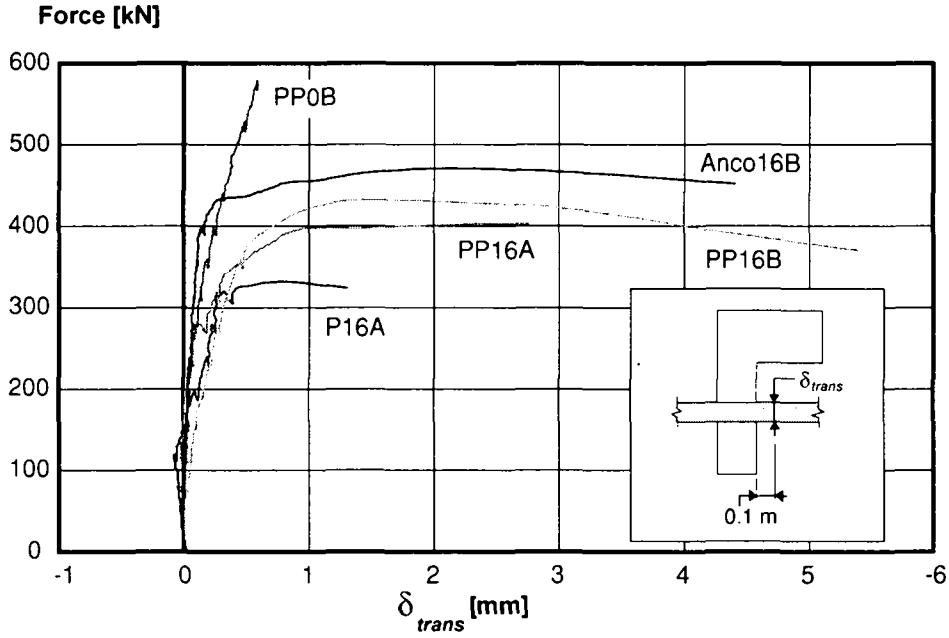


Figure 3.28: Déplacement entre deux faces du béton mesuré à 100 mm de la colonne du côté où l'excentricité est appliquée

Ces courbes montrent généralement deux phases bien distinctes. La première phase est la plus longue jusqu'à 90 à 95 % de la charge ultime, où le déplacement reste faible (< 0.5 mm) augmentant plus ou moins linéairement avec la charge. Ce déplacement est dû à la micro fissuration horizontale interne causée par l'effort tranchant. Durant cette phase, les dalles munies d'armature d'effort tranchant subissent généralement un déplacement moins important que celle sans armature. L'armature transversale contrôle la fissuration et empêche la dilatation transversale du béton. Cette dilatation près de la colonne est plus communément appelé « bulging » en anglais et a été observé numériquement par Megally [100] pour les dalles sans armature de poinçonnement. Le béton reste confiné dans le cas de la dalle munie de goujons puisque les déplacements restent très faibles lors de la montée en charge de la dalle.

La deuxième phase est caractérisée par une rapide augmentation du déplacement transversal suivi d'un palier quasi horizontal. Ce palier est dû à la coalescence de multiples fissures

inclinées en une fissure principale de poinçonnement. Pour la dalle P16A (sans armature de poinçonnement), ce palier est peu marqué, illustrant le caractère très fragile de la rupture. L'armature de poinçonnement permet d'obtenir un palier nettement plus important par le transfert de la force du béton dans les armatures. C'est le cas des dalles munies d'étriers où la fissure principale du cône de poinçonnement passe au travers des étriers (fig. 3.30). Par contre pour la dalle Anco16B, la fissure est localisée au dessus des goujons et le cône se matérialise en dehors de la zone couverte par les goujons (fig. 3.31). Dans ce cas les goujons permettent un confinement suffisant du béton pour que le cône de poinçonnement n'apparaisse dans la zone des goujons. Des mesures semblables de dilatation au travers du béton ont été effectuées par Van der Voet et al. [144]. Les déplacements transversaux du béton sont aussi fortement influencé par la qualité de l'ancrage de l'armature transversale.

Le déplacement atteint plus de 5 mm pour la dalle PP16B ce qui correspond à un allongement des étriers de plus de 3 %. Cette valeur est nettement au-dessus de la limite d'écoulement de l'acier ($\cong$ 0.22 %) ce qui laisse penser que les étriers se plastifient. Des mesures d'allongement effectuées sur les barres d'armature sont présentées à la figure 3.41. Ces mesures ne détectent pas un écoulement des étriers.

Pour bien comprendre comment la fissuration interne se propage et finit par former le cône de poinçonnement, les dalles ont été sciées. Les dalles P30A, PP16B et Anco16B ont été découpées à 100 mm du nu de la colonne. La fissuration interne montre clairement trois types de rupture différentes. Le premier type (dalle P30A, fig. 3.29) montre une rupture « classique » par poinçonnement avec une fissure dominante à environ 35° (par rapport à l'axe de la dalle) du côté de l'excentricité et pratiquement inexistante de l'autre côté. Cette fissure se redresse au niveau de l'armature puisque le béton d'enrobage est arraché. Le fait que la coupe est située à 100 mm du nu de la colonne ne permet pas de suivre la fissure jusqu'à la colonne.

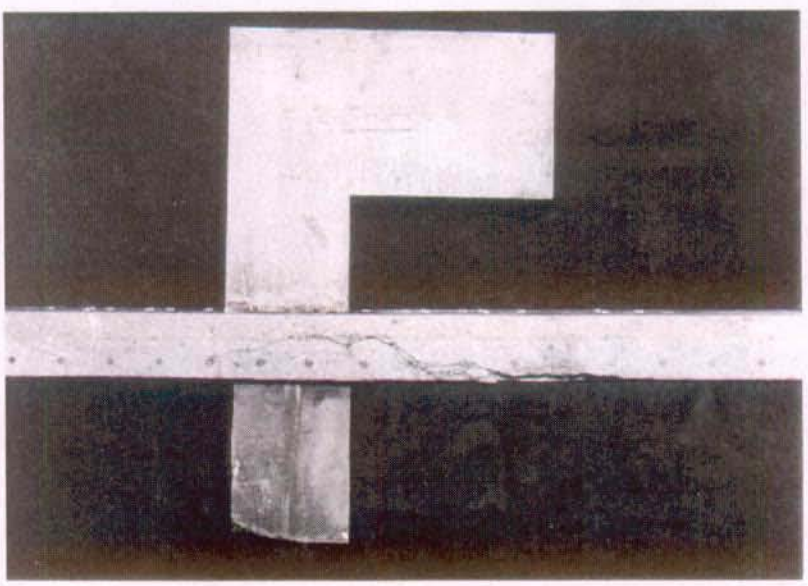


Figure 3.29: Coupe à 100 mm de la colonne après la rupture de l'essai P30A

La figure 3.29 illustre le côté fortement asymétrique de la rupture dans le cas de la dalle P30A dont l'excentricité vaut environ la dimension de la colonne. Le cône de poinçonnement est alors fortement réduit par rapport à un cas de charge centrée puisque les fissures sont quasiment inexistantes de l'autre côté de la colonne.

Le deuxième type est une rupture par poinçonnement dans la zone des étriers par l'apparition des multiples fissures ne permettant pas de définir avec précision le cône de poinçonnement (dalle PP16B, fig. 3.30). Cet essai a du être interrompu suite à une rotation trop importante de la colonne. L'utilisation d'étriers a pour but d'obtenir une rupture en dehors de la zone d'armature transversale ce qui n'est visiblement pas le cas pour les dalles PP0B, PP16A et B.

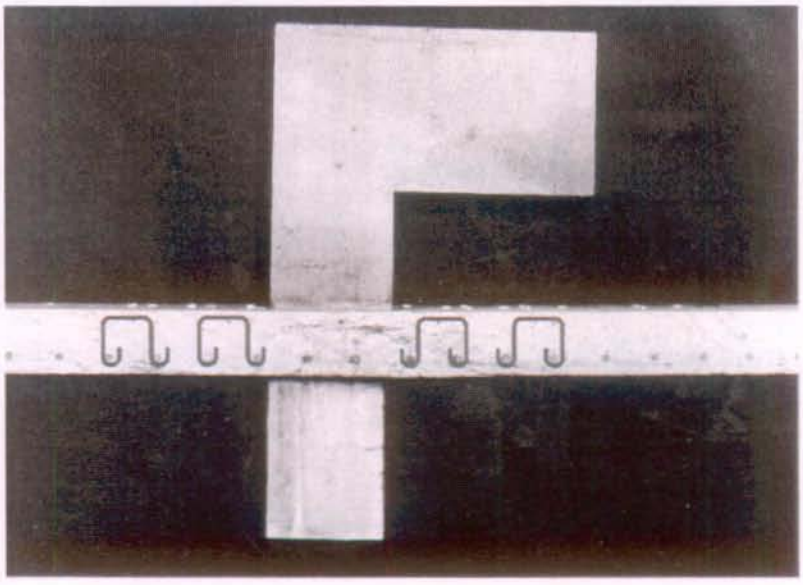


Figure 3.30: Coupe à 100 mm de la colonne après la rupture de l'essai PP16B (étriers dessinés)

Les étriers sont par conséquent incapables de confiner suffisamment le béton. La zone de rupture coupe la première rangée d'étriers mais ceci uniquement du coté de l'excentricité de la force. La mise en place d'une armature supérieure aurait certainement permis d'obtenir un meilleur ancrage des étriers. Néanmoins Dilger et Ghali [30] ont montré que même dans ce cas, il était très difficile, voire impossible, d'atteindre la limite d'écoulement des étriers pour des dalles minces. Les étriers permettent néanmoins d'obtenir une très bonne ductilité de la connexion dalle-colonne, puisqu'ils empêchent les fissures d'effort tranchant de se coaliser en une fissure unique de poinçonnement.

Le troisième type est une rupture par poinçonnement en dehors de la zone des goujons (dalle Anco16B, fig. 3.31). Les goujons permettent d'obtenir un bon confinement du béton puisque la fissure principale passe dans un premier temps en dessus des têtes des goujons et finit par plonger avec un angle d'environ 30°. La figure 3.31 montre que la fissure coupe le dernier goujon au niveau de sa tête d'ancrage. Dans ce cas, le béton est arraché autour de la tête suite à une rupture en traction d'un petit cône de béton autour du goujon. La figure 3.32 met en évidence ce phénomène. La tête du goujons doit avoir une surface suffisante dans le cas d'une

dalle mince où l'ancrage de la barre est principalement mobilisée au niveau de la tête du goujon et très peu par l'adhérence acier-béton. Elgabry [38] donne des indications pour les dimensions de ces têtes d'ancrage. On note toutefois plusieurs fissures d'effort tranchant à proximité de la colonne coupant les goujons. Leur ouverture reste cependant faible et limitée par l'armature de poinçonnement.

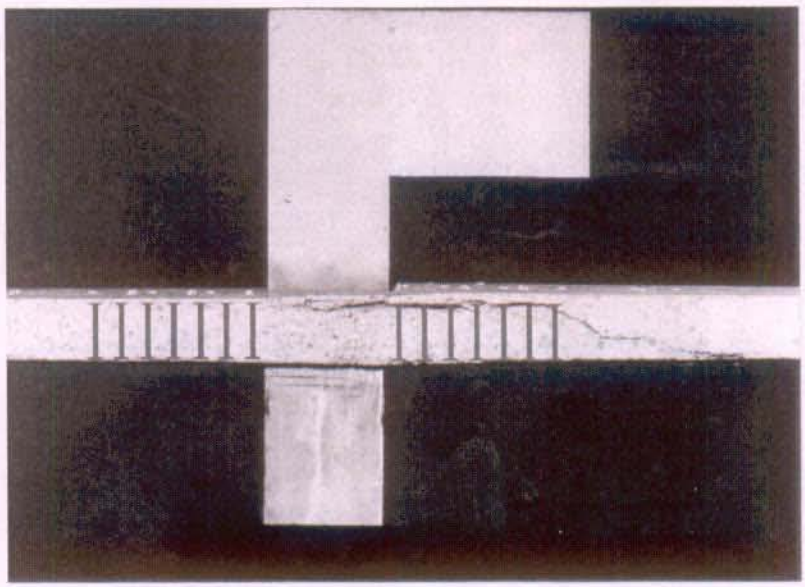


Figure 3.31: Coupe à 100 mm de la colonne après la rupture de l'essai Anco16B (goujons dessinés)

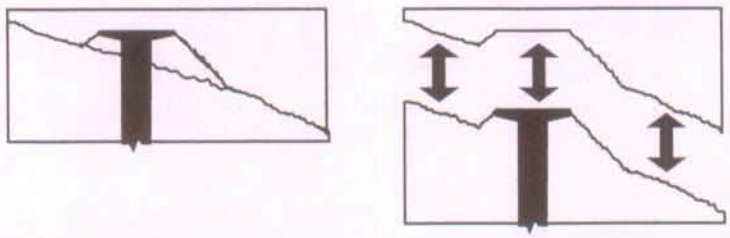


Figure 3.32: Arrachement de la tête d'ancrage dans le cas d'une fissure localisée près de l'extrémité du goujons

Les figures 3.29, 3.30 et 3.31 montrent toutes une rupture nettement asymétrique localisée du côté de l'excentricité de la force. La fissure principale forme en principe un angle de 30° à 35° par rapport à l'axe de la dalle caractéristique d'une rupture par effort tranchant. De l'autre côté de la colonne, les fissures sont plutôt verticales, ce qui est caractéristique d'un effort de flexion.

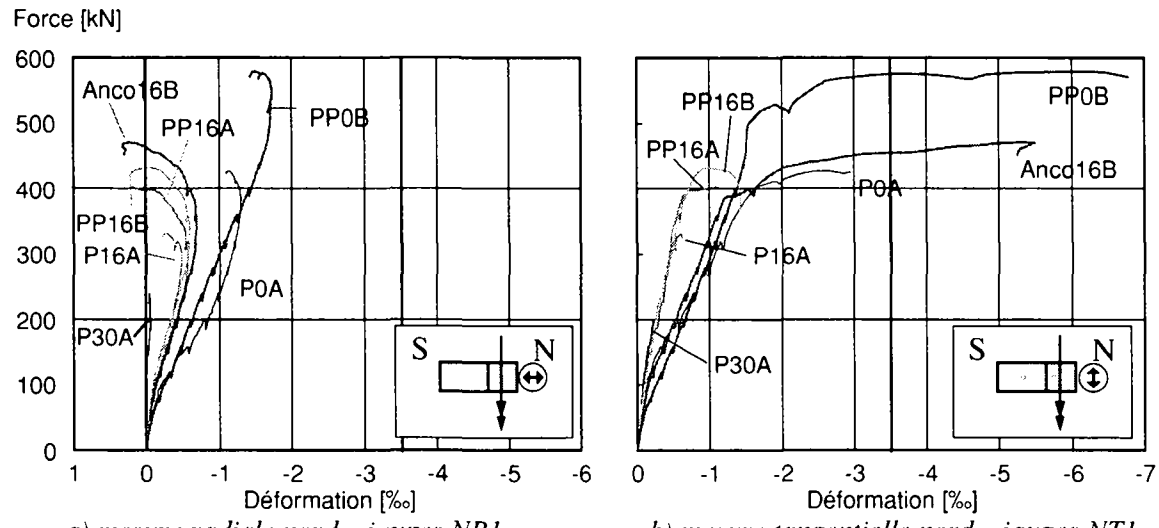
3.4.3 Allongements spécifiques du béton et de l'armature

Béton en traction et compression

Les figures 3.33, 3.34 et 3.35 donnent l'évolution de l'allongement du béton pour les jauges Omega placées à proximité immédiate de la colonne. L'allongement est différent suivant

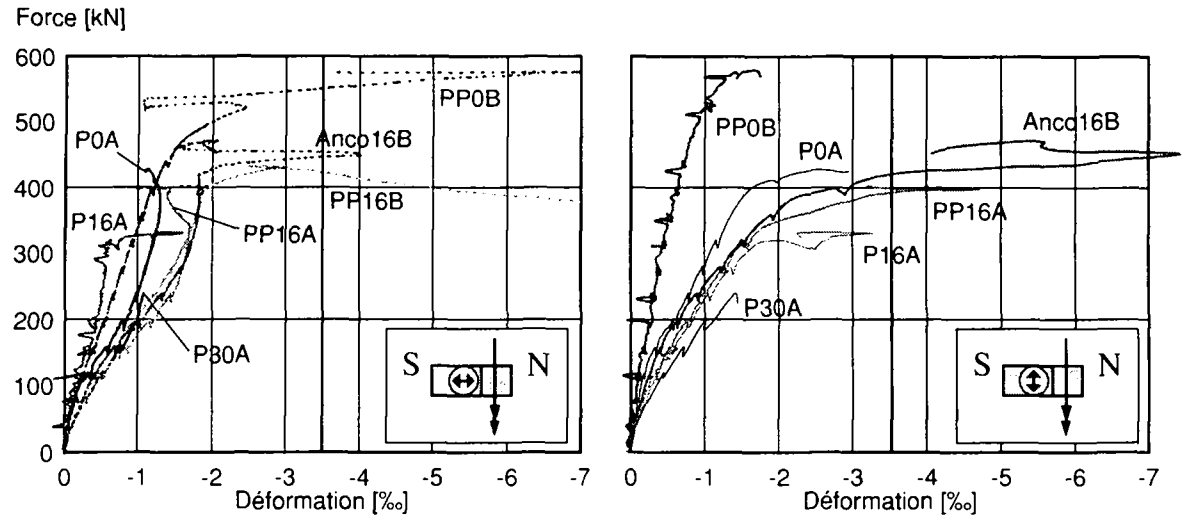
l'emplacement de la jauge autour de la colonne et la direction radiale ou tangentielle de la mesure. On retrouve les différentes phases déjà identifiées dans un graphique force – déplacement des figures 3.15 ou 3.20. Une première phase élastique linéaire mais qui ne concerne qu'un niveau de charge très faible (max. 80 kN, 2^{e} palier). Ensuite l'évolution se fait de façon plus ou moins linéaire mais avec une pente plus faible que la première phase. Pour la dernière phase, on constate un comportement radicalement différent entre les mesures radiales et tangentielles proche de la rupture. Les allongements radiaux diminuent généralement en fin d'essai tandis qu'elles augmentent tangentiellement. Ce comportement est sans doute la conséquence d'une importante redistribution des efforts au voisinage immédiat de la colonne. Dans certains cas, on peut voir apparaître de la traction (allongement positif) en fin d'essai pour les jauges placées au nord de la colonne (fig. 3.33a). Seules les dalles avec une armature de poinçonnement et chargées de façon excentrique montrent une telle tendance. Les allongements mesurés sur les barres d'armature placées au nord de la colonne montrent aussi un comportement semblable en fin d'essai (voir fig. 3.40a).

En règle générale, l'allongement radial sur la surface supérieure du béton reste relativement faible puisqu'il ne dépasse que rarement les -2 ‰, la rupture par compression du béton étant fixé à environ -3.5 ‰ (SIA 162 [139]). Par contre, les allongements tangentiels atteignent des valeurs nettement plus élevées puisqu'elles dépassent fréquemment -3.5 ‰ indiquant une rupture localisée en compression du béton. Sur les graphiques, le traitillé vertical à -3.5 ‰ indique la limite conventionnelle fixé par la norme SIA 162. On constate que cette valeur est presque systématiquement dépassée, avec des allongements allant jusqu'à -7 ‰ (fig. 3.34b). Il est toutefois curieux de noter que seules les dalles avec armature de poinçonnement atteignent des allongements aussi élevés. L'allongement radial à proximité immédiate de la colonne dépasse certainement la valeur de celle mesurée à 100 mm, vu le caractère exponentiel des courbes (fig. 3.39). La figure 3.19 montre par ailleurs un exemple de rupture localisée par compression.



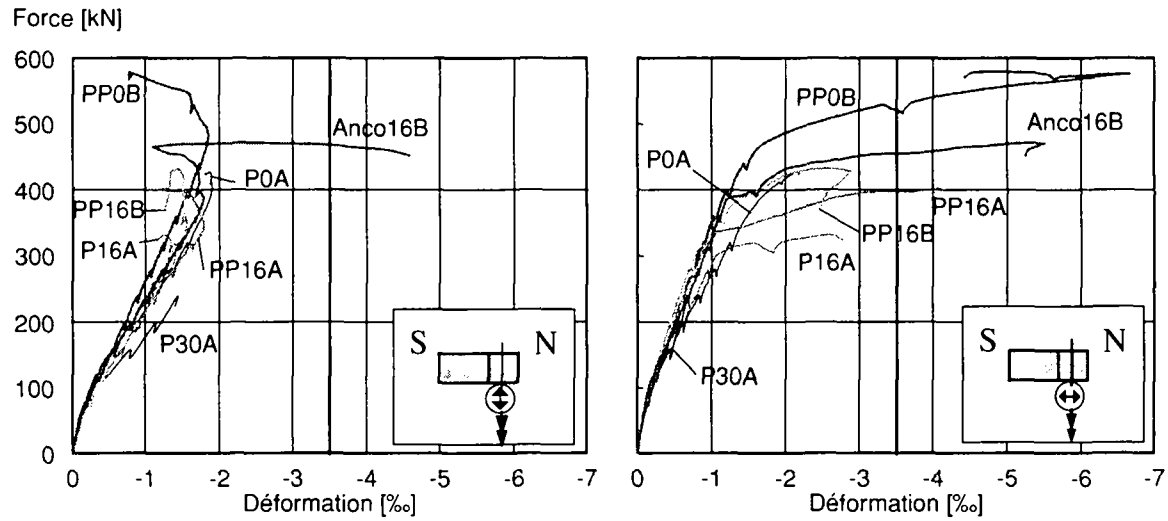
a) mesure radiale nord – jauges NR1 *b) mesure tangentielle nord – jauges NT1*

*Figure 3.33: Allongement radial et tangentiel des jauges Omega **NORD** situées à 100 mm de la colonne*



a) mesure radiale sud – jauges SR1 *b) mesure tangentielle sud – jauges ST1*

*Figure 3.34: Allongement radial et tangentiel des jauges Omega **SUD** situées à 100 mm de la colonne*



a) mesure radiale est – jauges ER1 *b) mesure tangentielle est – jauges ET1*

*Figure 3.35: Allongement radial et tangentiel des jauges Omega **EST** situées à 100 mm de la colonne*

L'excentricité a une influence sur l'amplitude de l'allongement et sur la répartition autour de la colonne. Les figures 3.33a et 3.34b montrent trois groupes de courbes distincts correspondant aux trois excentricités testées. Pour l'essai P30A, l'allongement reste presque nul au nord de la colonne alors qu'il est maximum au sud. Les figures 3.35a et b montrent que l'excentricité n'a par contre quasiment pas d'influence sur les allongements mesurés à l'est de la colonne puisque les courbes y sont très regroupées.

Le fait que les allongements radiaux diminuent en fin d'essai pour les cas centrés peut être expliqué à l'aide de la figure 3.36 (Muttoni, [114]) montrant l'évolution de la fissuration pour le cas d'une poutre en béton armé.

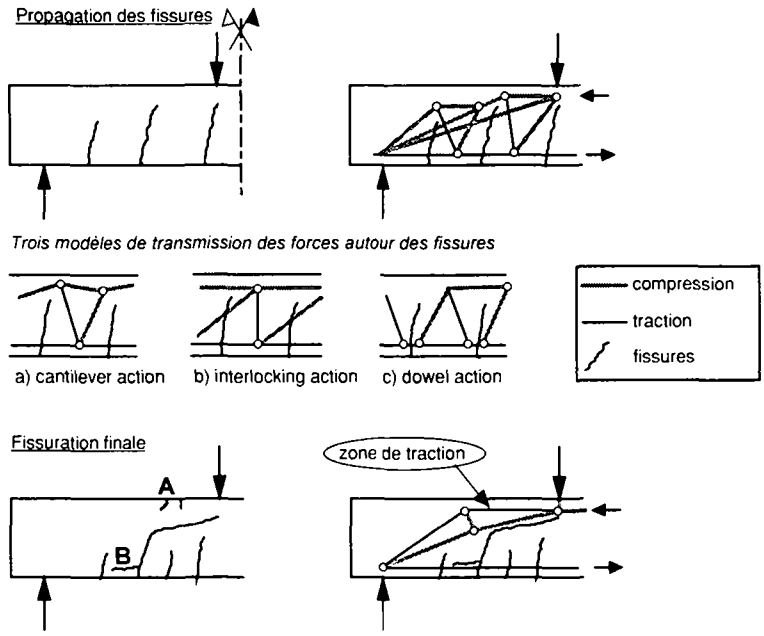


Figure 3.36: Modèle de la transmission de l'effort tranchant d'après Muttoni [114]

Dans un premier stade, la transmission de l'effort tranchant peut-être décrite par trois différents modèles pouvant interagir entre eux. Ces modèles permettent de comprendre l'apparition des fissures A et B, la fissure B étant principalement causée par le « dowel action ». Au voisinage de la rupture, les fissures deviennent trop ouvertes pour pouvoir transmettre la force par compression. L'effort tranchant est alors transmis par l'action combiné d'un arc brisé et d'un sous-tirant (armature) créant ainsi une zone de traction au dessus de l'arc. Ce modèle, qui peut être adapté au cas du poinçonnement moyennant quelques modifications, explique la diminution des allongements radiaux dans la zone en compression du béton. La figure 3.37 montre des mesures d'allongements radiaux effectuées lors d'essais de poinçonnement centré prises à l'intérieure de la section de béton (Hallgren, [59]). La compression maximum migre de la surface vers l'intérieur pour une charge proche de la rupture ce qui confirme le modèle proposé par Muttoni.

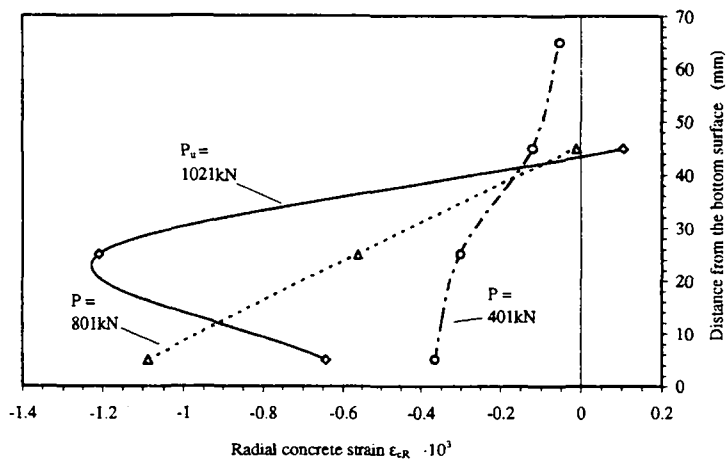


Figure 3.37: Migration de la compression maximum à l'intérieur du béton

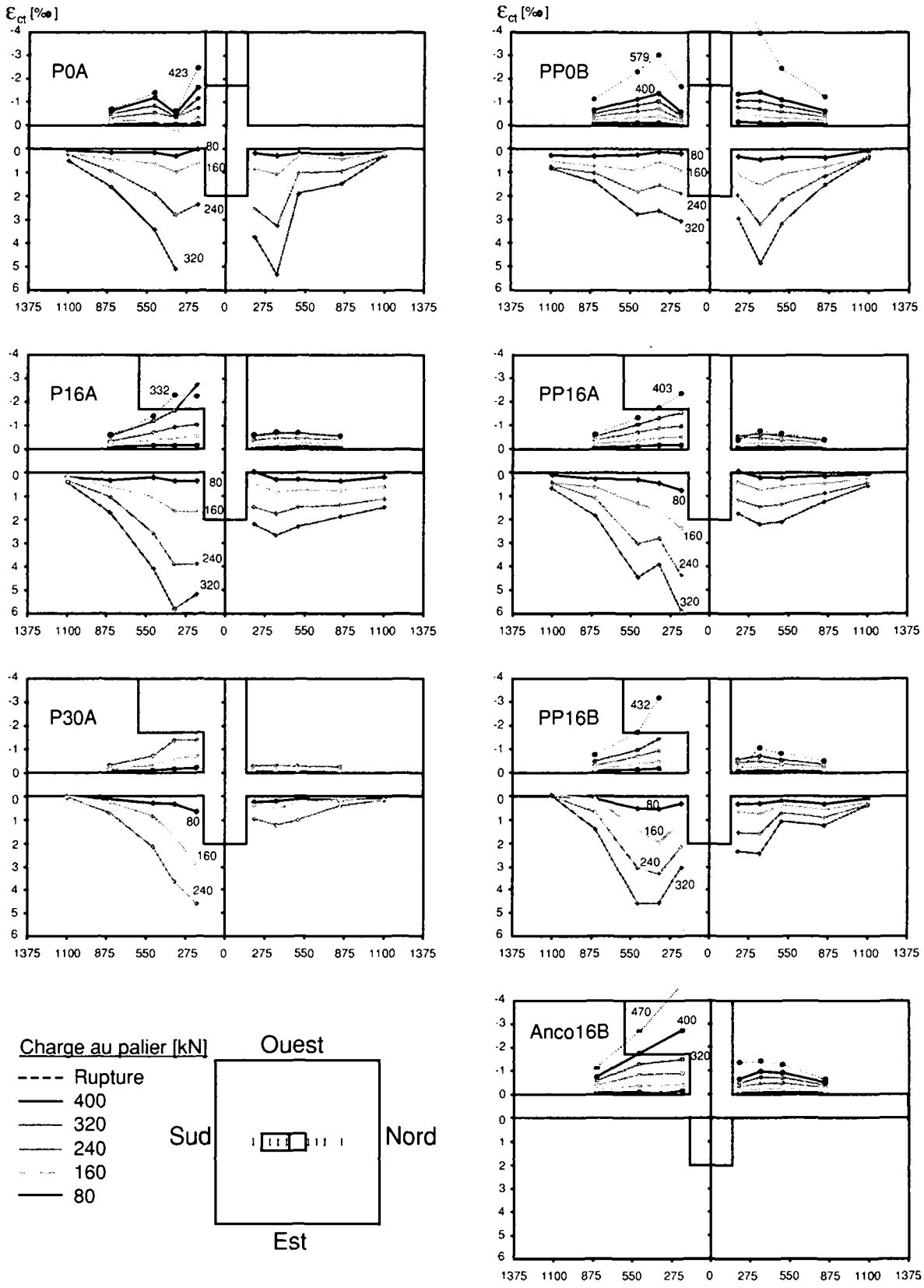


*Figure 3.38: Allongement **tangentiel** pour des étapes de chargement en fonction de la distance au centre de la colonne*

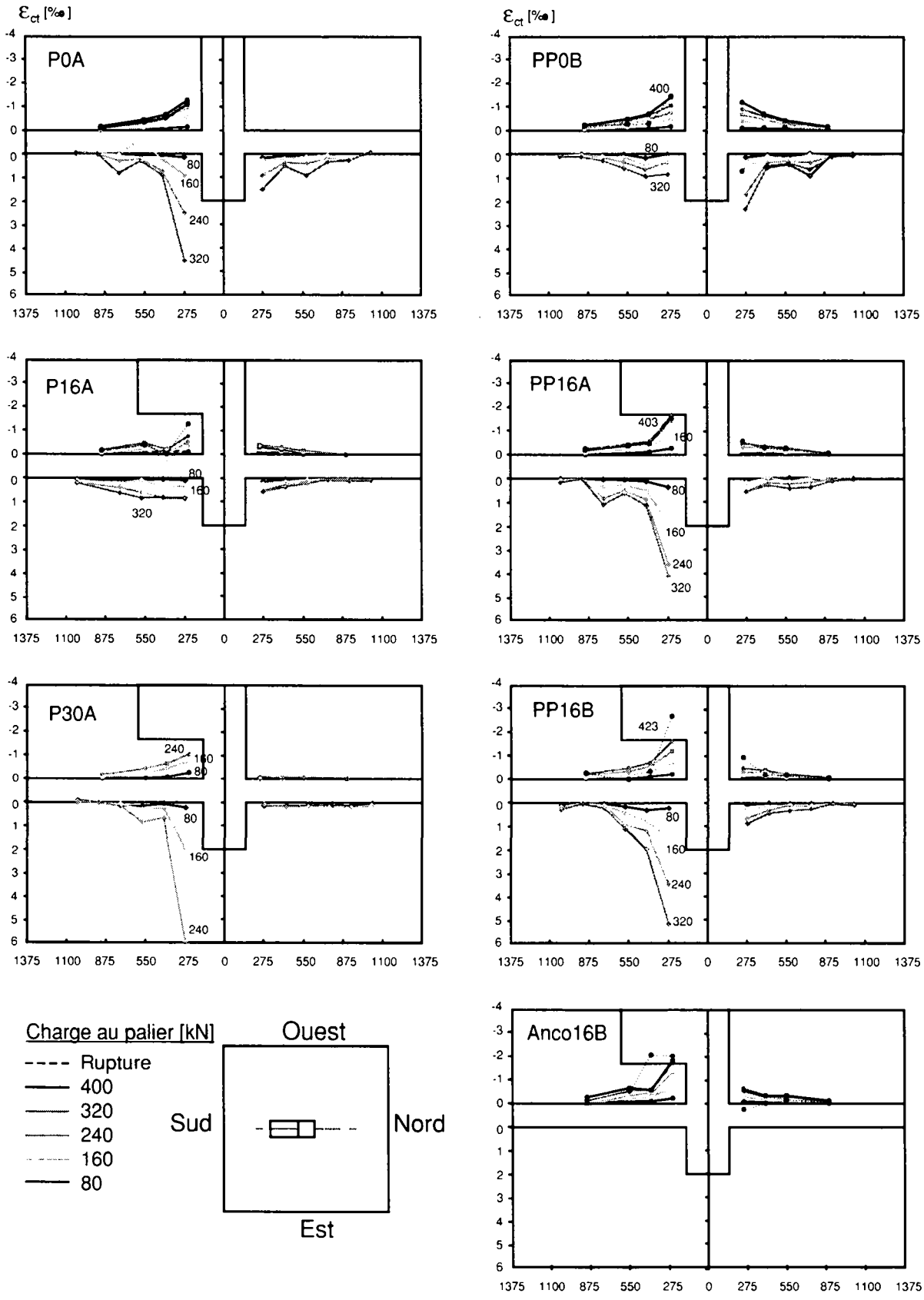


*Figure 3.39: Allongement **radial** pour des étapes de chargement en fonction de la distance au centre de la colonne*

Les figures 3.38 et 3.39 montrent les allongements du béton sur les deux faces de la dalle pour différents niveaux de charge. Chaque courbe correspond à un multiple de 80 kN (80, 160, 240, 320, 400 kN) et celle en traitillé indique l'état juste avant la rupture. Pour connaître la charge correspondant à une des courbes données, il suffit de compter le nombre de courbes à partir de la dalle et de la multiplier par 80. Les mesures manuelles à l'aide du déformètre sous la dalle (béton en traction) n'ont pas été poursuivies jusqu'à la fin de l'essai pour des raisons de sécurité. Par conséquent, le nombre de courbes est en principe inférieur à celui de la face supérieure. Pour l'essai P30A, la mesure automatique juste avant la rupture n'a pas pu être effectuée.

Les allongements radiaux décroissent de façon inversement proportionnelle à la distance depuis la colonne (1/r) tandis que les allongements tangentiels diminuent de façon plus ou moins linéaire. Les mesures d'allongement effectuées sous la dalle permettent d'estimer l'étendue de la fissuration puisqu'à une valeur d'allongement d'environ 0.1 ‰ correspond à une traction de 3 N/mm^2. Les allongements tangentiels induisent des fissures radiales tandis que les allongements radiaux induisent des fissures tangentielles.

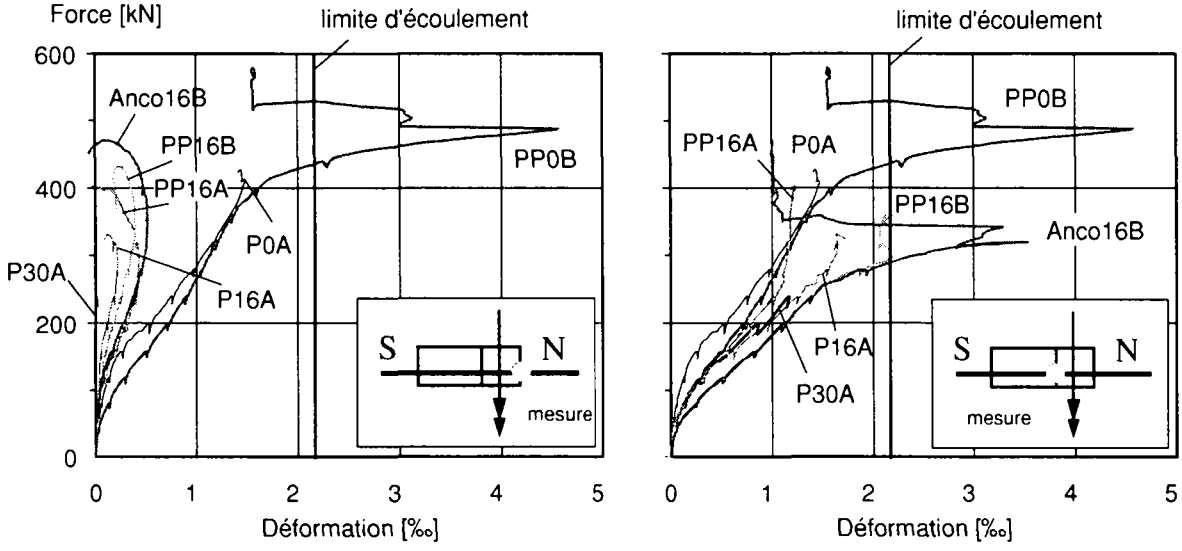
On constate que les dalles sont déjà légèrement fissurées vers 80 kN ce qui est confirmé par le relevé des fissures montré à la figure 3.16 et à l'annexe 3. A partir de 160kN, les allongements tangentiels mesurés dépassent 0.1 ‰ sur plus de la moitié de la dalle (fig. 3.38), c'est-à-dire que les fissures radiales occupent plus de 50 % de la surface totale (fig. 3.17). Les graphiques ci-dessous mettent en évidence la dissymétrie entre le nord et le sud des dalles lorsque la charge est appliquée de façon excentrée. Cette dissymétrie est maximale pour la dalle P30A où les allongements radiaux sont quasiment nuls au nord de la colonne. Les mesures manuelles sous la dalle ont été effectuées jusqu'à une charge de 320 kN, sauf pour la dalle P30A (rupture à 270 kN). Les allongements radiaux, induisant des fissures tangentielles, décroissent très rapidement (fig. 3.39) ce qui explique pourquoi ces fissures sont localisées au voisinage de la colonne.

Armature longitudinale

Pour une charge donnée, l'allongement subi par une barre d'armature varie selon si la mesure est effectuée au niveau de la fissure (stade II), dans la zone de transition ou dans le béton en stade I (béton homogène). Dans un essai de poinçonnement, il est difficile de prévoir la position des fissures radiales mais par contre la première fissure tangentielle apparaît toujours au nu de la colonne (fig. 3.16). C'est pourquoi, les jauges ont été collées sur les barres afin de correspondre à l'emplacement de cette fissure tangentielle. Les figures 3.40a et b donnent les allongements d'une barre d'armature dans la direction Nord - Sud des deux côtés de la colonne. Pour les dalles sans excentricité, une seule mesure est effectuée et reportée sur les deux graphiques. Ces figures montrent une grande différence de comportement entre les jauges placées au nord et au sud de la colonne dans les cas chargés excentriquement. Ces courbes montrent les mêmes différentes phases que les jauges Omega mesurant le béton en

compression (§5.3.1). La première phase est la phase élastique linéaire (50 – 80 kN) où l'acier est totalement solidaire au béton et les allongements restent très faibles.

La deuxième phase voit les allongements augmenter plus ou moins linéairement avec la force. La pente des courbes est fonction de l'excentricité pour les mesures effectuées au nord (fig. 3.40a) tandis qu'elle semble indépendante au sud (pente de la 2^{e} phase constante, fig. 3.40b). La deuxième phase est activée plus ou moins rapidement en fonction de l'excentricité et du taux d'armature longitudinale. Cette phase commence dès 50 kN au nord de la colonne pour le dalle sans excentricité PP0B tandis qu'elle n'a jamais lieu pour la dalle P30A avec une excentricité de 0.32 m. Au sud, c'est le contraire : la deuxième phase commence d'abord avec les dalles avec une excentricité et ensuite avec celles qui sont sans excentricité.



a) Jauges placées nu de la colonne côté nord *b) Jauges placées nu de la colonne côté sud*

Figure 3.40: Allongement des barres d'armature longitudinale

La troisième phase est illustrée par un comportement nettement différent entre le nord et le sud. L'allongement des barres placées au nord de la colonne (fig. 3.40a) montre un comportement semblable aux jauges Omega (fig. 3.33a) puisque les allongements finissent par devenir négatifs. Pour les excentricités de 160 mm, les allongements des barres au nord restent faibles et sont proches de zéro juste avant la rupture. Le cas de l'excentricité de 0.32 m est intéressant puisque l'allongement reste quasiment nul durant toute la mise en charge ce qui est confirmé par les mesures d'allongements effectuées sur le béton donné à la figure 3.39 (P30A). La colonne tourne alors en bloc avec la partie de la dalle située au nord de la colonne (pas de courbure selon la direction radiale).

La limite d'élasticité f_y des aciers correspond à un allongement d'environ 2.2 ‰ et est marquée par un double trait sur les figures ci-dessus. On constate que cette limite est dépassée seulement pour les dalles avec armature de poinçonnement, exception faite de la dalle PP16A.

L'allongement pour les dalles Anco16B et PP0B montre une forte variation proche de la rupture témoignant une redistribution des forces internes.

Il faut néanmoins garder à l'esprit que ces mesures d'allongement sont fortement dépendant de la position de la jauge par rapport à la fissure, ce qui peut expliquer la différence d'allongement entre les essais PP16A et PP16B.

Armature de poinçonnement

La figure 3.41 montre l'allongement mesuré sur l'armature de poinçonnement. L'allongement maximum a été mesuré sur la première rangée pour les dalles avec étriers et sur la deuxième rangée de goujons. Les courbes montrent trois phases plus ou moins marquées suivant les essais. La première phase (0 à environ 100-150 kN) est caractérisée par un allongement de l'armature très faible. C'est sans doute une phase élastique linéaire sans fissure d'effort tranchant. La deuxième phase se poursuit jusqu'à atteindre la charge maximum. La fissuration interne due à l'effort tranchant se développe en mobilisant l'armature transversale. La dernière phase, surtout présente pour l'essai PP16B, est caractérisée par un palier horizontal avec une branche de décharge. L'allongement maximum n'atteint, dans aucun cas, la limite d'écoulement de 2 ‰. Il est intéressant de constater que les mesures d'allongements transversaux du béton prises à proximité (fig. 3.28) donnent des allongements de l'ordre de 3 mm sur une épaisseur de 150 mm de béton. Cela veut dire que le béton (fissures comprises) s'allonge d'environ 20 ‰ ce qui devrait conduire les armatures d'effort tranchant à atteindre la limite d'écoulement.

Cette différence d'allongement entre les armatures transversales et le béton peut provenir de deux causes. La première cause est évidente si l'on regarde la figure 3.31. Elle montre en effet que la fissure interne passe juste au-dessus de la zone de goujons.

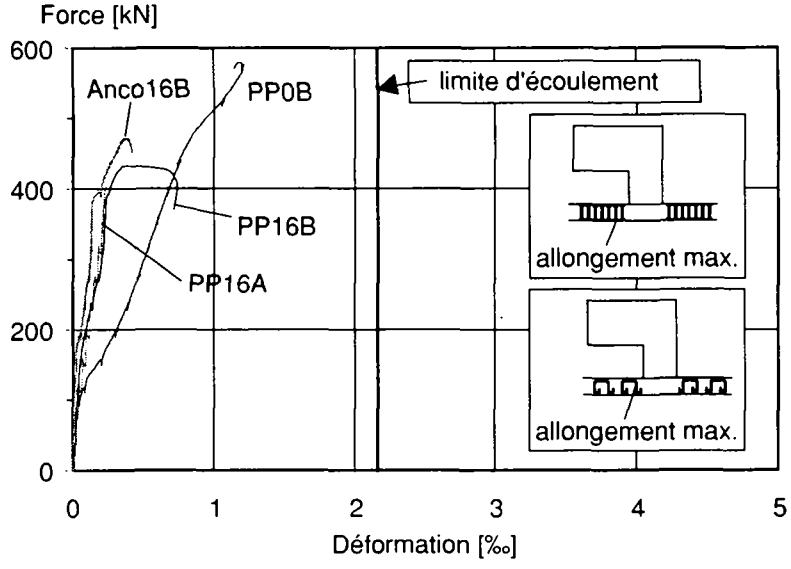


Figure 3.41: Allongement maximum mesuré sur les étriers et les goujons

L'allongement du béton entre les deux faces se concentre dans cette fissure et non pas dans la zone des goujons. La deuxième cause fait intervenir le glissement de l'ancrage des étriers. Pour des dalles minces, l'ancrage des armatures est mobilisé principalement par les extrémités et très peu par l'adhérence de la partie verticale de la barre. La figure 3.30 montre que la fissure principale interne passe à travers la première ligne d'étriers. Malgré cela, l'allongement de l'étrier reste relativement faible ce qui tend à montrer que l'allongement provient du glissement de la zone d'ancrage des barres. Dilger et Ghali [30] ont mis en évidence que le glissement de l'extrémité des étriers peut atteindre l'ordre du millimètre dans des dalles minces. Dans ce cas la contrainte maximum mesurée dans les étriers est seulement de $0.45 f_y$. C'est aussi le cas pour la dalle PP16B puisque la contrainte maximum atteint $0.41 f_y$.

3.5 Discussions des résultats des essais

La campagne d'essais a permis de tester au poinçonnement une série de 7 dalles carrées en béton armé de 3 m de côté et de 0.15 m d'épaisseur. La colonne de section carrée de 0.3 m comprend un pied-bot afin de pouvoir transmettre une excentricité de la force. Le moment de flexion introduit par l'intermédiaire de l'excentricité est proportionnel à la force. Le béton est le même pour toutes les dalles : il s'agit d'un béton de la classe B35/25 selon les normes SIA 162 (≅ C20/25 selon l'Eurocode 2). Le béton est âgé de 28 jours lors de l'essai. Les variables de ces essais sont l'excentricité de la force (0.00 m, 0.16 m et 0.32 m), le pourcentage d'armature flexionnelle (1.0 % et 1.3 %) et l'armature de poinçonnement (sans armature, étriers, goujons).

Cinq dalles ont été testées avec une excentricité de la force tandis que deux dalles ont été chargées de façon totalement centrée afin de servir de cas de référence. L'essai a été piloté en déformation avec une vitesse de charge au vérin constante de 4 kN/min. La montée de charge a été interrompue tous les 40 kN pour permettre d'effectuer un relevé des fissures sur la dalle. L'essai est mené jusqu'à la rupture par poinçonnement de la dalle.

Les principales constatations de cette campagne sont les suivantes :

- La résistance ultime passe de 579 kN pour le cas d'une charge centrée avec armature de poinçonnement à 270 kN pour le cas d'une excentricité de 0.32 m sans armature de poinçonnement. En somme, pour une même géométrie de dalle et de colonne, la réduction de la charge ultime est de 53 %. Pour les dalles sans armature de poinçonnement la réduction par rapport au cas centré est de 22 % et de 36 % pour une excentricité respectivement de 0.16 m et 0.32 m. Cette réduction est légèrement plus forte pour les dalles avec étriers puisqu'elle atteint 26 % pour une excentricité de 0.16 m. L'excentricité de 0.32 m n'a pas été testée avec une armature de poinçonnement ;

- L'armature de poinçonnement ne permet pas de réduire l'influence de l'excentricité. En effet, pour une même excentricité de 0.16 m la réduction de la force ultime par rapport au cas centré est comparable avec et sans armature de poinçonnement ;
- La littérature et les normes prédisent une interaction linéaire entre la force et le moment de flexion. Cette hypothèse est confirmée par nos essais en laboratoire. Les normes ACI 318 [1], British Standard [17] et Code Modèle CEB-FIP 1990 [20] surestiment légèrement la réduction causée par l'excentricité de la force. Le Code Modèle CEB – FIP 1990 donne la meilleure estimation de la charge ultime pour nos essais ;
- L'armature de poinçonnement permet d'augmenter sensiblement la résistance ultime au poinçonnement. Elle permet notamment d'obtenir une plus grande ductilité de la connexion dalle-colonne. Les rotations de la colonne à la rupture sont doublées avec l'utilisation d'une armature de poinçonnement et cela indépendamment de l'utilisation de goujons ou d'étiers. Seules les dalles munies d'une armature de poinçonnement permettent une plastification de l'armature de flexion ;
- La ductilité de la dalle diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armature de flexion ;
- L'ancrage des étriers est problématique pour les dalles d'essais dont l'épaisseur est de 0.15 m. En effet, les étriers n'atteignent pas la limite d'écoulement de l'acier bien que la rupture soit située à l'intérieur de la zone des armatures de poinçonnement. C'est pourquoi certaines normes limitent la valeur d'écoulement f_y dans les étriers à $f_{y,red}$ et l'épaisseur minimum de la dalle (voir §2.3.7). La norme canadienne interdit d'ailleurs l'utilisation des étriers pour des dalles d'épaisseur inférieures à 0.30 m ;
- Les goujons permettent d'obtenir un confinement suffisant du béton autour de la colonne puisque la rupture par poinçonnement est localisée au niveau des derniers goujons situés en périphérie. La charge ultime est 1.42 fois plus importante que celle de la dalle sans armature de poinçonnement, ce qui reste en dessous des prévisions calculées à l'aide de la plupart des normes. En effet, le périmètre critique pour lequel le béton doit reprendre seul l'effort tranchant ne peut pas être considéré à partir des derniers goujons de chaque rangée. Ces goujons n'offrent pas un ancrage suffisant au niveau de leurs têtes forgées et ne devraient pas être considérés pour le calcul du périmètre extérieur.
- La ductilité de la dalle est plus importante avec des goujons qu'avec des étriers. Il faut néanmoins garder à l'esprit que le taux d'armature transversal a été imposé par le fabriquant de goujons et qu'il est plus de deux fois supérieur à celui des étriers.

3.6 Comparaison de la charge ultime par poinçonnement d'essais basée sur trois différentes normes

La charge ultime par poinçonnement est comparée avec les prédictions calculées selon trois normes prenant en compte l'excentricité de la force pour le dimensionnement au poinçonnement. Le choix s'est porté sur le Code Modèle CEB–FIP 1990 [20], la norme américaine ACI 318-95 [1] et la norme britannique BS 8110-97 [17]. Ces trois normes donnent une formulation détaillée pour le cas d'un moment de flexion.

Afin d'observer les tendances, d'autres essais de poinçonnement excentré sont utilisés en plus des essais présentés dans ce travail. Ces essais sont ceux de Moe (1961, [110]), Anis (1970, [11]), Regan et al. (1979, [128]), Hawkins et al. (1989, [64]) et Elgabry (1991, [35]). Certains auteurs comme Rosenthal (1959, [132]), Elstner et Hognestad (1956, [39]) n'ont pas été pris en considération puisque les essais réalisés donnent des résultats moins bons (voir état des connaissances, § 2.2.1).

La base de données ainsi constituée comprend 50 essais de poinçonnement sans armature de poinçonnement. L'excentricité de la force par rapport à la dimension de la colonne (e / c) varie de 0 à 4.7, le pourcentage d'armature longitudinale varie de 0.60 à 2.19 %, la résistance à la compression mesurée sur cylindres f_{cc} varie de 16 à 57 MPa et l'épaisseur de la dalle varie de 80 à 150 mm. Seuls les essais qui montrent une rupture par poinçonnement et qui ne possèdent pas d'armature de poinçonnement sont pris en compte. Certains auteurs ne donnent que la résistance sur cubes du béton $f_{c.\,cube}$, dans ce cas, la résistance sur cylindres est déduite de l'expression suivant :

$$f_{cc} = 0.8\, f_{c.\,cube} \tag{3.1}$$

Il faut noter que, dans la littérature, il existe pas d'essais de poinçonnement excentré dont l'épaisseur de la dalle est supérieure à 0.15 m. Il est alors difficile de se prononcer sur l'influence de l'effet de taille pour des épaisseurs de dalle aussi faibles.

La normalisation de la charge ultime est effectuée sur la base des équations données à la section 2.6. Les équations incluent le facteur de sécurité partiel sur le matériau béton pour le cas d'un effort tranchant. Ce facteur est donné au tableau 3.6 par les trois normes étudiées. Il est difficile de comparer la sécurité globale donnée par les normes. En effet, le tableau 3.6 met en évidence que les coefficients partiels de sécurité sont attribués différemment du côté des charges ou de la résistance. Par exemple, si le coefficient partiel de résistance est plus petit alors celui des charges sera plus grand, c'est justement le cas de la norme ACI 318-95. Une comparaison est difficile puisque le coefficient de sécurité global varie suivant le rapport entre les charges permanentes et les charges utiles.

Tableau 3.6: Facteurs de sécurité partiels sur les charges et sur le matériau béton pour le cas d'un effort tranchant

	Charge		Résistance
Normes ou code	**Charges permanentes**	**Charges utiles**	**Matériaux béton**
Code Modèle CEB – FIP 1990	1.35	1.50	1.50
ACI 318-95	1.40	1.70	1.18 (1 / 0.85)
BS 8110-97	1.40	1.60	1.25

On définit le rapport ξ qui correspond à la sollicitation induite par la charge verticale divisée par la résistance au poinçonnement calculée sur la base des normes. La ligne horizontale sur les figures 3.42, 3.43 et 3.44 correspond au cas où ξ est égal à un, c'est-à-dire que la valeur de calcul donne exactement la valeur ultime des essais. En dessus de cette ligne, la norme donne des résultats du côté de la sécurité. La deuxième courbe donne la fonction des moindres carrés correspondant aux 50 essais. Cette fonction est du type ax^b et permet d'observer la tendance générale des essais en fonction des paramètres étudiés.

3.6.1 Code Modèle CEB – FIP 1990

Les contraintes dues aux charges extérieures sont données par :

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_1 d} + \frac{KM_{Sd}}{W_1 d} \tag{3.2}$$

où F_{Sd} est la force ultime mesurée lors de l'essai et $M_{Sd} = F_{Sd} \cdot e$, e correspond à l'excentricité de la force F_{Sd}. Les autres termes sont définis au paragraphe 2.6.1.

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par :

$$\tau_{Rd} = 0.12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} \tag{3.3}$$

où $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$ est le coefficient de taille avec d donné en mm, $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$ est le pourcentage d'armature moyen dans les deux directions, f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur cylindres [MPa] où f_{ck} est pris égal f_{cc}. Le rapport ξ est défini comme suit :

$$\xi = \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd}} \tag{3.4}$$

La figure 3.42 montre la charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation du Code Modèle CEB – FIP 1990 en fonction de l'excentricité e / c, du pourcentage d'armature

longitudinale ρ, de la résistance à la compression sur cylindres f_{cc} et de la hauteur statique d. Cette figure 3.42a montre que le Code Modèle 1990 surestime légèrement l'influence d'une excentricité de la force, ce qui a été confirmé pas les essais présentés dans ce rapport (voir fig. 3.22). L'influence de l'armature longitudinale (fig. 3.42b) et de l'effet de taille (fig. 3.42d) sont correctement pris en compte. Le Code Modèle CEB – FIP 1990 sous-estime l'influence de la résistance à la compression du béton. En effet, il semble que la résistance soit plutôt proportionnelle à $f_{cc}^{1/2}$ comme c'est le cas pour la norme ACI 318-95 (fig. 3.43c). Ceci est en contradiction avec les observations faites par Menétrey [105], Sherif et Dilger [137], Hallgren [59] qui montrent que la résistance au poinçonnement est proportionnelle à $f_{cc}^{1/3}$.

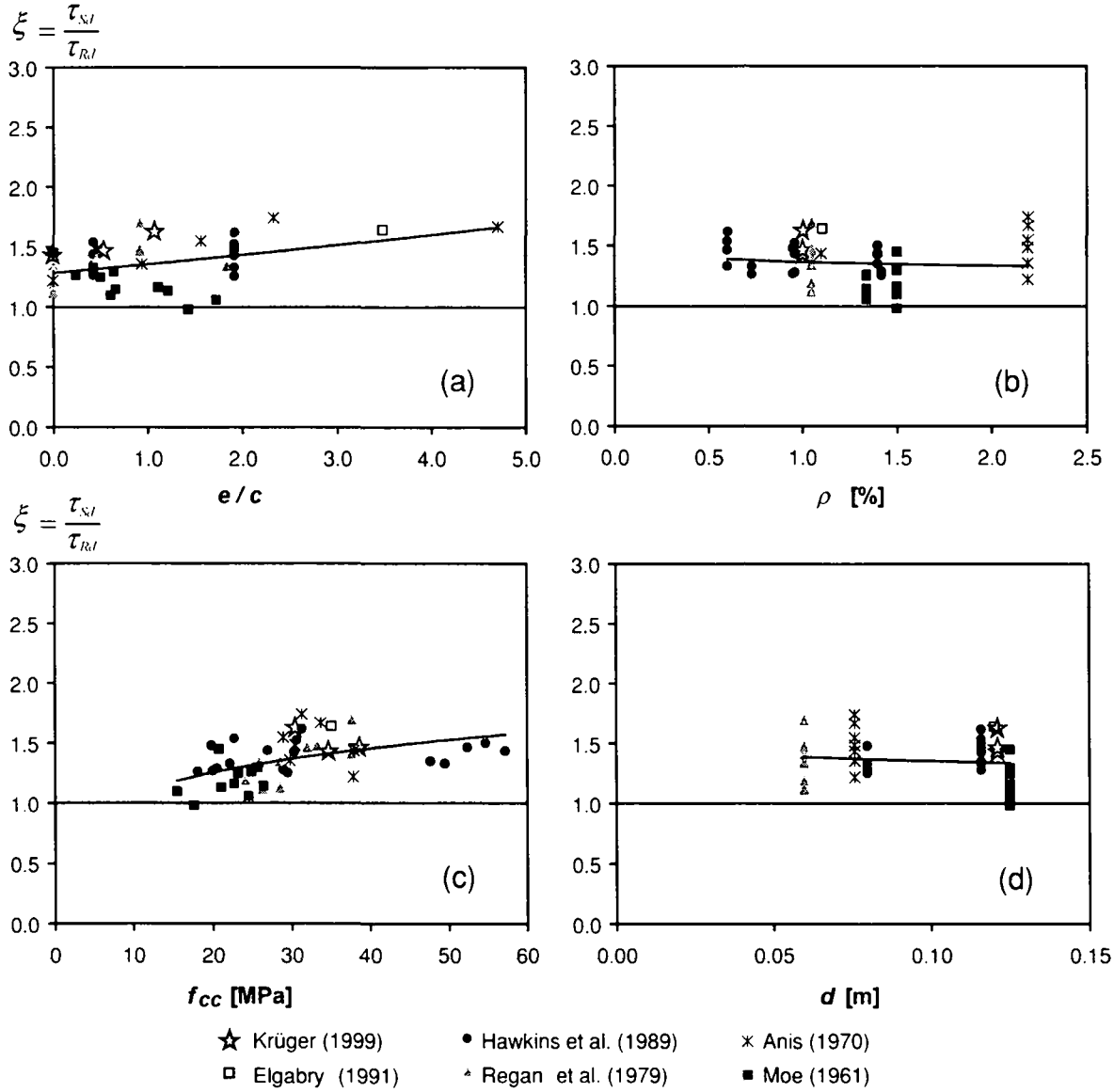


Figure 3.42: Charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation du Code Modèle CEB – FIP 1990 [20], en fonction de: (a) l'excentricité e / c, (b) le pourcentage d'armature longitudinale, (c) la résistance caractéristique à la compression sur cylindre f_{cc} et (d) la hauteur statique d (la courbe est la courbe des moindre carrés)

Le tableau 3.7 donne la moyenne et l'écart type du rapport ξ pour les trois différentes normes. La valeur moyenne de ξ vaut 1.37 ce qui est inférieur au facteur de sécurité de 1.5 mentionné dans le tableau 3.6. Ce facteur a été déterminé sur la base de nombreux essais de poinçonnement centré comme le mentionne le bulletin 223 du CEB [23]. Dans l'ensemble, le Code Modèle CEB-FIP 1990 est conservateur puisque le rapport ξ varie entre 0.98 et 1.74. Le tableau 3.7 montre que les valeurs obtenus de ξ avec le Code Modèle 1990 sont comparable à ceux de la norme BS 8110-97, l'écart type est quasiment identique tandis que la marge de sécurité est un peu plus grande.

Tableau 3.7: Valeurs de ξ maximum, minimum, moyenne et écart type pour les 50 essais de poinçonnement

	Valeurs de ξ			
Norme	**Maximum**	**Minimum**	**Moyenne**	**Ecart type**
Code Modèle CEB – FIP 1990	0.98	1.74	1.37	0.18
ACI 318-95	0.98	2.62	1.53	0.35
BS 8110-97	0.90	1.62	1.25	0.16

3.6.2 Norme américaine ACI 318-95

La charge ultime est comparée avec celle calculée d'après La norme ACI 318-95 donnée au paragraphe 2.6.3. L'inégalité suivante doit être respectée :

$$v_u \leq \phi\, v_n \tag{3.5}$$

où $\phi = 0.85$ est le coefficient partiel de résistance du béton.

$$v_u = \frac{V_f}{b_0 d} + \left[\frac{\gamma_v M_f e}{J}\right] \tag{3.6}$$

où V_f et M_f sont les sollicitations dans la colonne, avec $M_f = F_f \cdot e$. Les autres termes sont définis au paragraphe 2.6.3.

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par la plus petite valeur des équations ci-dessous.

$$v_u = v_c \leq \begin{cases} 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'} \\ 0.17\left(\dfrac{\alpha_s d}{b_0}+1\right)\sqrt{f_c'} \\ 0.33\sqrt{f_c'} \end{cases} \qquad (3.7)$$

où f'_c est pris égal f_{cc}. Les autres termes sont définis au paragraphe 2.6.3. Le rapport ξ est défini comme suit :

$$\xi = \frac{v_u}{\phi v_n} \qquad (3.8)$$

Tout comme le Code Modèle CEB-FIP 1990, la norme américaine surestime l'influence de l'excentricité de la force ce qui est mis en évidence à la figure 3.43a. La norme ACI 318-95 ne tient pas compte de l'influence du pourcentage d'armature et de l'effet de taille sur la résistance au poinçonnement. Les figures 3.43b et d mettent en évidence l'influence de ces deux paramètres. Pour des forts pourcentages d'armature longitudinale, le rapport ξ est compris entre 1.5 et 2.6, alors qu'il est compris entre 0.98 et 1.37 pour des faibles pourcentages. La courbe des moindres carrées est quasiment proportionnelle à $\rho^{1/3}$, ce qui est en accord avec les équations données par Code Modèle CEB-FIP 1990 et la norme BS 8110. La figure 3.43d met en évidence que la charge ultime diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la dalle. L'effet de taille est totalement négligé.

Le tableau 3.7 met en évidence que la valeur moyenne ξ vaut 1.53, ce qui est nettement supérieur au facteur de sécurité de 1.18 ($1 / \phi_c$). Cela est principalement dû au fait que la norme américaine néglige plusieurs paramètres importants qui contribuent fortement à la résistance au poinçonnement. La norme ne tient pas compte du pourcentage d'armature longitudinale ce qui est loin d'être négligeable pour des pourcentages importants comme le met en évidence la figure 3.43b. La norme ne tient pas compte de l'effet de taille qui influence la résistance au poinçonnement pour des dalles minces ($h \leq 0.15$ m).

Dans l'ensemble la norme ACI 318-95 reste très conservatrice pour les 50 essais observés puisque le rapport ξ varie entre 0.98 et 2.62. Les valeurs les plus faibles de ξ correspondent à des faibles pourcentages d'armature longitudinale. Il faut noter que l'écart type vaut 0.35, ce qui est le double de celui calculé pour le Code Modèle 1990 et la norme BS 8110-97.

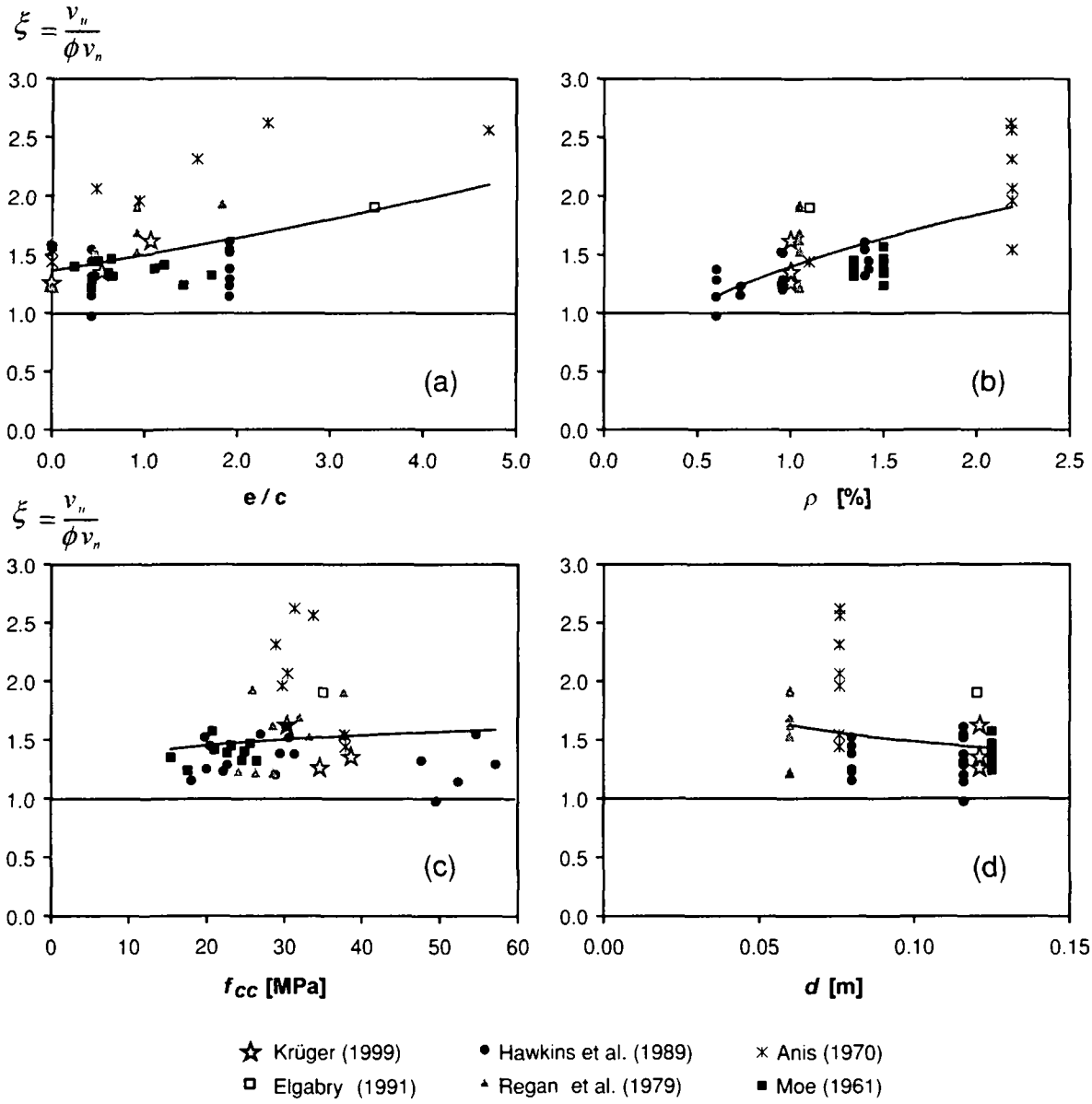


Figure 3.43: Charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation de la norme ACI 318-95 [1], en fonction de: (a) l'excentricité e / c, (b) le pourcentage d'armature longitudinale, (c) la résistance caractéristique à la compression sur cylindre f_{cc} et (d) la hauteur statique d (la courbe est la courbe des moindre carrés)

3.6.3 Norme britannique BS 8110-97

La norme anglaise BS 8110-97 [17] prend en compte l'influence d'un moment de flexion pour une colonne intérieure à l'aide de l'équation suivante :

$$V_{eff} = V_t\left(1+\frac{1.5M_t}{V_t x}\right) = V_t\left(1+\frac{1.5e}{x}\right) \tag{3.9}$$

où V_t et M_t sont les efforts dans la colonne avec $M_t = V_t \cdot e$. Les autres termes sont définis au paragraphe 2.6.5

La résistance au poinçonnement pour une dalle sans armature de poinçonnement est donnée par l'équation ci-dessous:

$$V_C = \left[\frac{0.79}{\gamma_m} \rho^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \left(\frac{f_{c,cube}}{25} \right)^{1/3} \right] d\, u \qquad (3.10)$$

où $\gamma_m = 1.25$ est le coefficient partiel de résistance du béton. Les autres termes sont définis au paragraphe 2.6.5. Le terme $f_{c,cube}$ est calculé à l'aide de l'équation 3.1.

Le rapport ξ est défini comme suit :

$$\eta = \frac{V_{eff}}{V_C} \qquad (3.11)$$

La norme britannique montre les même tendances que le Code Modèle CEB-FIP 1990. Cela peut se comprendre par le fait que la résistance au poinçonnement est calculée avec les mêmes paramètres. La résistance à la compression et le pourcentage d'armature varient dans les deux cas proportionnellement à une racine cubique et l'effet de taille varie proportionnellement à une racine carrée. Les figures 3.44b et d montrent que l'influence de ces deux paramètres est relativement bien estimée.

La prise en compte de l'excentricité de la force est passablement différente du Code Modèle 1990. La norme britannique utilise une expression nettement plus simple puisque le seul paramètre géométrique est la distance x (équ. 3.9). Malgré cela la courbe des moindres carrés de la figure 3.44a est sensiblement la même que celle de la figure 3.42a. Tout comme le Code Modèle 1990, la norme britannique surestime légèrement l'influence d'une excentricité de la force. Toutefois, elle donne une bonne estimation de l'influence d'une excentricité de la force.

Le tableau 3.7 met en évidence que la valeur moyenne de ξ vaut 1.25, ce qui correspond exactement au facteur de sécurité partiel $\gamma_m = 1.25$ de l'équation 3.10. Les figures 3.44 montrent que les 50 essais sont regroupés de façon compacte autour d'une ligne horizontale, ce qui ce traduit par un faible écart type de 0.16. C'est d'ailleurs la plus faible valeur des trois normes examinées. Il faut noter que la valeur de ξ varie entre 0.90 et 1.62. La valeur de 0.90 indique que la norme britannique n'est pas du côté de la sécurité pour certains essais.

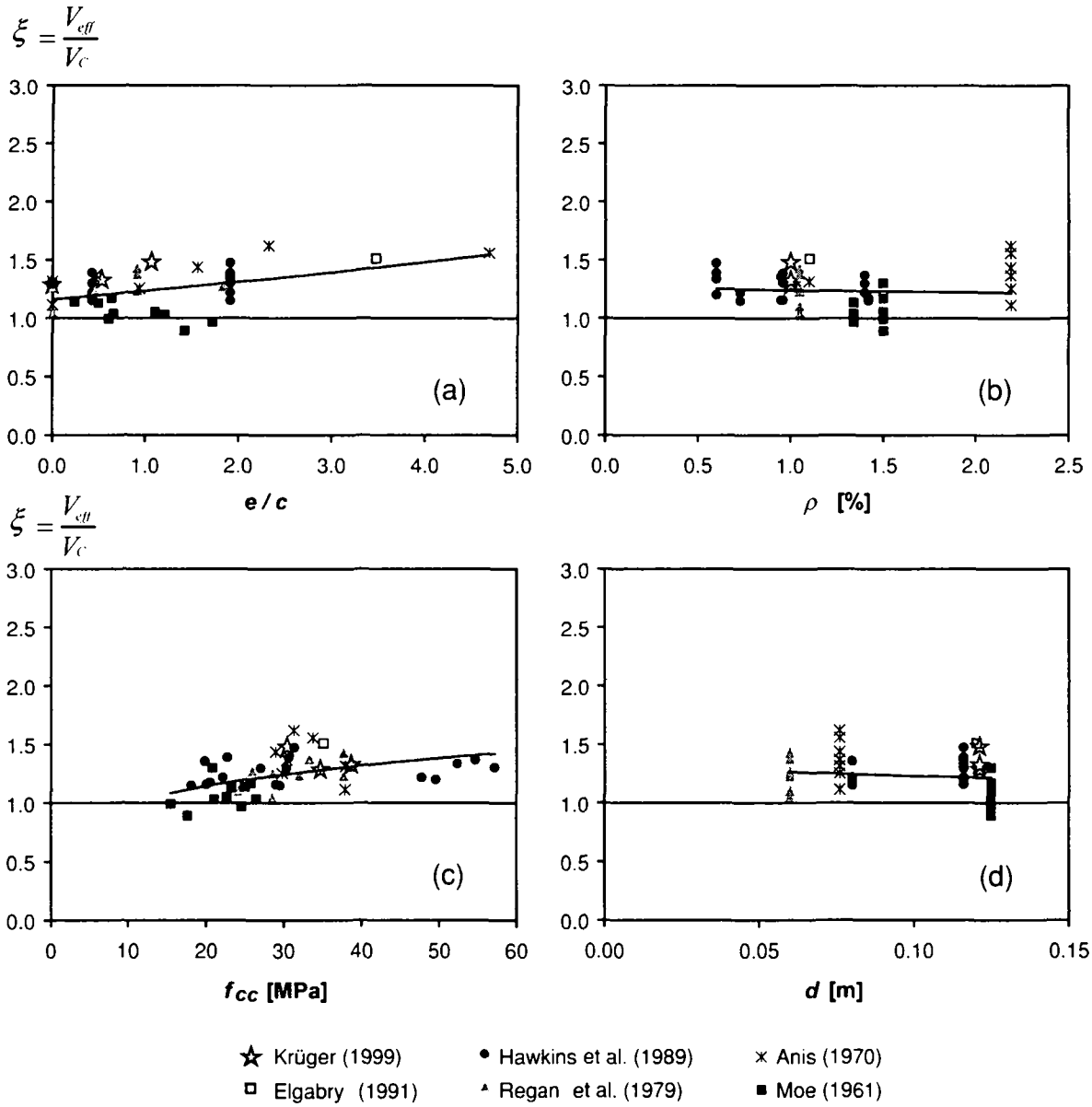


Figure 3.44: Charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation de la norme BS 8110 [17], en fonction de: (a) l'excentricité e / c, (b) le pourcentage d'armature longitudinale, (c) la résistance caractéristique à la compression sur cylindre f_{cc} et (d) la hauteur statique d (la courbe est la courbe des moindre carrés)

3.6.4 Synthèse

La comparaison menée sur 50 essais de poinçonnement met en évidence les points suivants :

- Les trois normes examinées surestiment l'effet d'une excentricité de la force. Ces normes sont du côté de la sécurité vis-à-vis de ce phénomène ;
- Le Code Modèle 1990 et la norme BS 8110-97 donnent une bonne estimation de l'influence sur la résistance au poinçonnement de l'armature longitudinale et de

l'effet de taille. La norme américaine est trop conservatrice pour des pourcentages d'armature longitudinale élevés.

- La valeur moyenne de ξ vaut respectivement 1.25, 1.37, 1.53 pour la norme BS 8110-97, le Code Modèle 1990 et la norme ACI 318-95. La norme américaine apparaît alors comme étant la plus conservatrice avec une moyenne $\xi = 1.53$. L'écart type calculé est important puisqu'il vaut 0.35. Cette valeur est le double de celle des deux autres normes. La norme américaine néglige plusieurs paramètres importants pour évaluer la résistance au poinçonnement, comme par exemple le pourcentage d'armature de flexion. C'est pourquoi, le coefficient global de sécurité diminue pour de faible pourcentage d'armature longitudinale. Cette constatation a aussi été faite par Sherif et Dilger [137] à propos de la norme canadienne qui utilise quasiment les mêmes équations que la norme américaine. Ces derniers montrent que cette norme est du côté de l'insécurité pour des pourcentages d'armature inférieurs à 1 %.
- La valeur moyenne de ξ vaut 1.25 pour la norme britannique BS 8110-97, ce qui est tout à fait en accord avec le coefficient partiel de résistance γ_m de l'équation 3.10. L'écart type calculé est le plus faible et vaut seulement 0.16. Pour les 50 essais analysés, la norme BS 8110 et le Code Modèle 1990 donnent les meilleures estimations de la charge ultime. La norme britannique donne cependant une équation nettement plus compacte et facile d'utilisation pour l'ingénieur praticien (équ. 3.9).

4 Moments de flexion transmis par la dalle aux colonnes – étude paramétrique

4.1 Introduction

On a vu au chapitre 3 que la résistance au poinçonnement est réduite lorsque la dalle transmet un moment de flexion dans la colonne. Les moments testés, dans le cas de notre expérimentation en laboratoire, sont obtenus en imposant une excentricité de la force verticale par rapport à l'axe de la colonne. L'excentricité imposée vaut 0.16 m et 0.32 m, ce qui correspond à environ 0.5 et 1.0 fois le côté $c = 0.30$ m de la colonne. On peut se demander si les excentricités testées sont du même ordre de grandeur que celles couramment rencontrées dans la pratique. Dans les bâtiments de type dalles – colonnes, un moment de flexion est le plus souvent transmis de la dalle aux colonnes. Ce moment introduit dans la colonne est appelé *moment de flexion non balancé*[1]. L'importance de ce moment dépend d'une multitude de paramètres tels que la géométrie propre de la dalle, la dimension des éléments, les charges, les déplacements imposés, la fissuration de la dalle et de la colonne, etc. Si les colonnes sont rigidement liées à la dalle, il est impossible d'éviter que des moments de flexion soient transmis aux colonnes. Même pour une géométrie parfaitement symétrique, les charges utiles placées de façon asymétrique créent des moments de flexion dans les colonnes.

Grâce à des détails constructifs particuliers entre la dalle et la colonne, comme par exemple une articulation, le moment de flexion non balancé peut être partiellement ou totalement éliminés. Il est clair que du point de vue de la résistance au poinçonnement, il existe un avantage certain à réduire au maximum les moments de flexion dans les colonnes. Mais il faut réaliser qu'une articulation en tête de colonne pose des problèmes constructifs et complique nettement les étapes lors de la construction d'un bâtiment. La mise en place d'une articulation

[1] Unbalanced moment en anglais. Cette notion est définie et discutée dans le chapitre 2 « Etats des connaissances »

reste possible surtout pour des cas de colonnes préfabriquées, où l'armature longitudinale dans les colonnes est interrompue d'un étage à l'autre. Cependant pour la plupart des colonnes préfabriquées, l'articulation est située en pied de colonne tandis que la tête est encastrée dans la dalle supérieure (fig. 4.1). Pour des excentricités normalement rencontrées dans les colonnes de bâtiments, l'effort normal reste important vis-à-vis du moment de flexion ce qui fait que la colonne reste encastrée dans la dalle. Les colonnes préfabriquées ne sont alors pas réellement articulées. Dans le cas de colonnes coulées en place, il est aussi possible de créer une articulation comme illustré à la figure 4.2, mais les exemples restent peu nombreux dans la pratique.

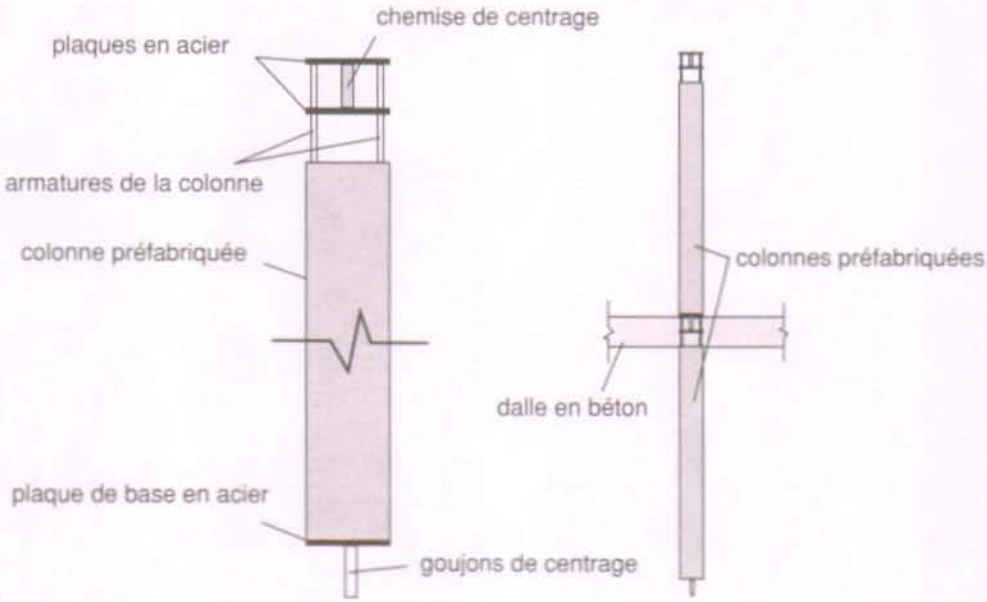


Figure 4.1: Détail d'une colonne préfabriquée avec une articulation et exemple d'une connexion entre la dalle et deux colonnes

Figure 4.2: Exemple d'une colonne munie d'un appui en néoprène permettant de libérer les mouvements de la dalle de toiture (parking de l'aéroport de Genève)

Il faut réaliser que la charge verticale d'une dalle est transmise à la colonne inférieure mais que le moment de flexion non balancé est transmis aux colonnes en dessous et en dessus de la dalle. On utilisera alors le terme de *connexion*[2] pour définir la liaison entre la dalle et la ou les colonnes. Il est impératif de disposer deux articulations si l'on veut éviter de transmettre des moments de flexion dans la connexion. C'est à ce prix que l'on peut considérer que la charge est transmise de façon totalement centrée dans la colonne.

Dans la conception d'un bâtiment, la force normale dans les colonnes est toujours connue avec une certaine précision par l'ingénieur. Par contre, les moments de flexion sont le plus souvent inconnus. Dans la plupart des cas, ignorer la contribution du moment de flexion non balancé dans le dimensionnement au poinçonnement reste largement admissible. En effet, cette contribution reste faible par rapport à celle de la charge verticale. Mais dans certains cas, le moment de flexion non balancé peut être important comme, par exemple, lors de portées adjacentes inégales ou des charges utiles asymétriques. *Pour de tels cas, il est difficile de connaître l'influence du moment de flexion sur la résistance au poinçonnement et un calcul rigoureux devra être entrepris.*

Les actions indirectes ne sont pas prises en compte dans la majorité des vérifications de la sécurité structurale. Les actions indirectes doivent être prises en compte dans le cas du poinçonnement puisque ce phénomène est cassant, très peu ductile, et ne permet pas une grande redistribution des efforts à l'approche de la rupture. Un déplacement horizontal de la dalle en tête de colonne induit des moments de flexion non balancés et réduit la résistance ultime au poinçonnement. Ce déplacement peut être causé par un retrait différentiel, par une différence de température ou la précontrainte. La valeur de ce déplacement dépend d'une multitude de paramètres comme la longueur de la dalle par rapport au point fixe, le rythme de bétonnage entre deux dalles, la qualité du béton, la cure, les dispositions constructives (joints de clavage ou de dilatation), les conditions climatiques et les dimensions propres des éléments. *A l'heure actuelle, il est difficile de ce prononcer quant au rôle joué par ces déplacements imposés sur la résistance au poinçonnement des planchers dalles.*

Dans le cadre de cette étude, l'influence des charges horizontales (vent, séisme) n'est pas prise en compte. Les moments engendrés par ces effets dépendent énormément de la structure et du système de stabilisation du bâtiment. Les efforts devront être estimés de cas en cas suivant le système de stabilisation du bâtiment.

Les moments de flexion transmis de la dalle aux colonnes sont influencés par la fissuration des éléments en béton. Cette fissuration réduit la rigidité propre des éléments et diminue les moments de flexion transmis aux colonnes. Les essais en laboratoire ont montré que la dalle se fissure pour de faibles charges. La charge pour laquelle la première fissure apparaît correspond à environ 15 à 25 % de la charge ultime (voir fig. 3.15, chapitre 3). Il est donc inévitable que la dalle soit fissurée autour de la colonne à la ruine. Il n'en va pas de même pour les colonnes puisque leur état de fissuration dépend fortement du rapport entre l'effort

[2] une dalle de toiture et un radier sont composés de connexion à une seule colonne

normal et le moment de flexion. Les colonnes situées dans les étages inférieurs sont par conséquent le plus souvent non fissurées (grand effort normal).

La détermination des moments de flexion dans les colonnes n'est pas aisée et il est difficile de dire dans quels cas on peut éviter de connaître ces moments pour déterminer la résistance au poinçonnement. L'étude paramétrique qui suit donne des indications pour estimer le moment non balancé dans le cas d'une connexion monolithique entre la dalle et les colonnes. Elle permet de montrer concrètement les cas où une analyse rigoureuse est indispensable.

Cette étude répond aux questions suivantes :

- Que valent les moments de flexion dans des colonnes pour des charges utiles asymétriques et les déplacements imposés ?
- Es-ce que les charges utiles placées asymétriquement augmentent le risque de rupture par poinçonnement ?
- Faut-il tenir compte des déplacements imposés entre deux dalles pour évaluer la résistance au poinçonnement ?
- Vaut-il mieux avoir des colonnes élancées ou trapues ?
- A-t-on avantage à utiliser des colonnes élancées avec des champignons ou des surépaisseurs de dalle pour réduire les moments de flexion (fig. 4.3) ?
- A-t-on un grand avantage à disposer des articulations aux extrémités des colonnes ?
- Dans le cas de poinçonnement excentré, a-t-on avantage à utiliser une surépaisseur de dalle ou un renforcement de colonne ?
- Existe-t-il une dimension de colonne optimale pour minimiser les problèmes liés aux moments de flexion vis-à-vis de la résistance au poinçonnement ?

a) Surépaisseur de la dalle *b) Renforcement de colonne ou champignon*

Figure 4.3: Différence entre surépaisseur de dalle et renforcement de colonne

4.2 Limitations et choix du modèle

4.2.1 Limitations

Cette étude a pour objectif de considérer des situations à risques probables, en fonction de plusieurs configurations de bâtiment possibles. Il s'agit de tirer des enseignements le plus souvent de nature qualitatives concernant la manière de tenir compte du moment de flexion dans le dimensionnement au poinçonnement.

Il n'est pas raisonnable de modéliser tout un bâtiment pour une étude paramétrique. C'est pourquoi seulement une partie de la dalle sera modélisée. Il faut faire alors des choix quant à la géométrie de la dalle et des colonnes. La dalle est considérée dans le modèle comme étant totalement symétrique dans le sens transversal, ce qui permet de simuler seulement une bande représentée à la figure 4.4. Le champ de dalle choisi comprend cinq colonnes de même section. Le modèle est construit de façon à pouvoir modifier tous les paramètres jugés importants comme les portées, les charges, les rigidités des éléments et les déplacements imposés. Aucun porte-à-faux n'a été considéré puisque ces derniers diminuent la flexion dans les colonnes. La hauteur des colonnes est constante et est fixée à 3.5 m, ce qui correspond à une moyenne représentative pour les planchers dalles modernes.

L'étude se limite aux colonnes intérieures, les colonnes de bord et d'angle ne faisant pas l'objet de cette recherche. L'analyse est limitée soit aux premières colonnes intérieures soit aux colonnes intérieures ordinaires comme montré aux figures 4.4 et 4.5. La section des colonnes reste toujours carrée, mais les résultats peuvent être facilement extrapolés pour des colonnes rondes.

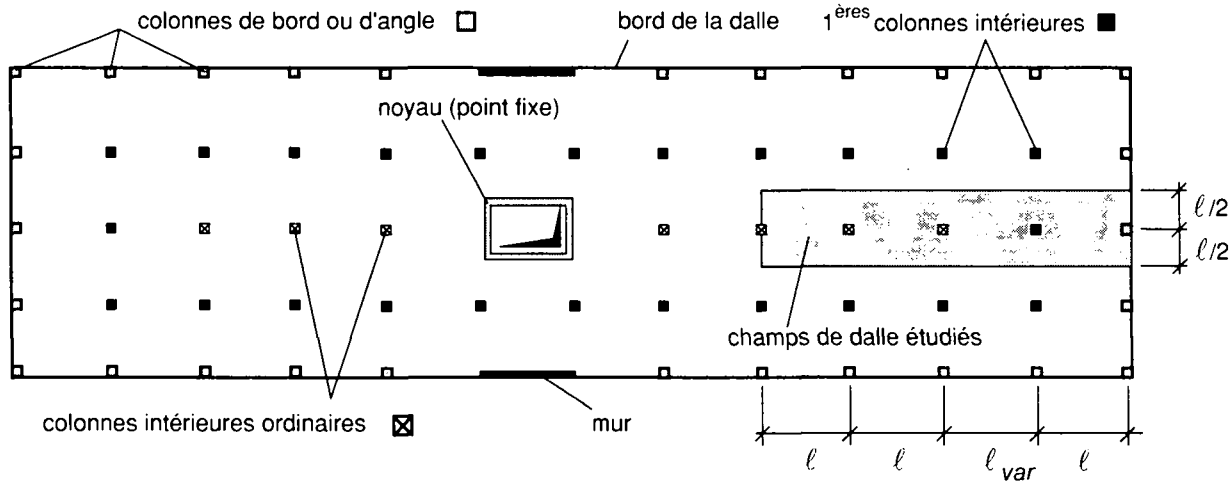


Figure 4.4: Bâtiment type pour l'étude paramétrique et dénomination des différentes colonnes

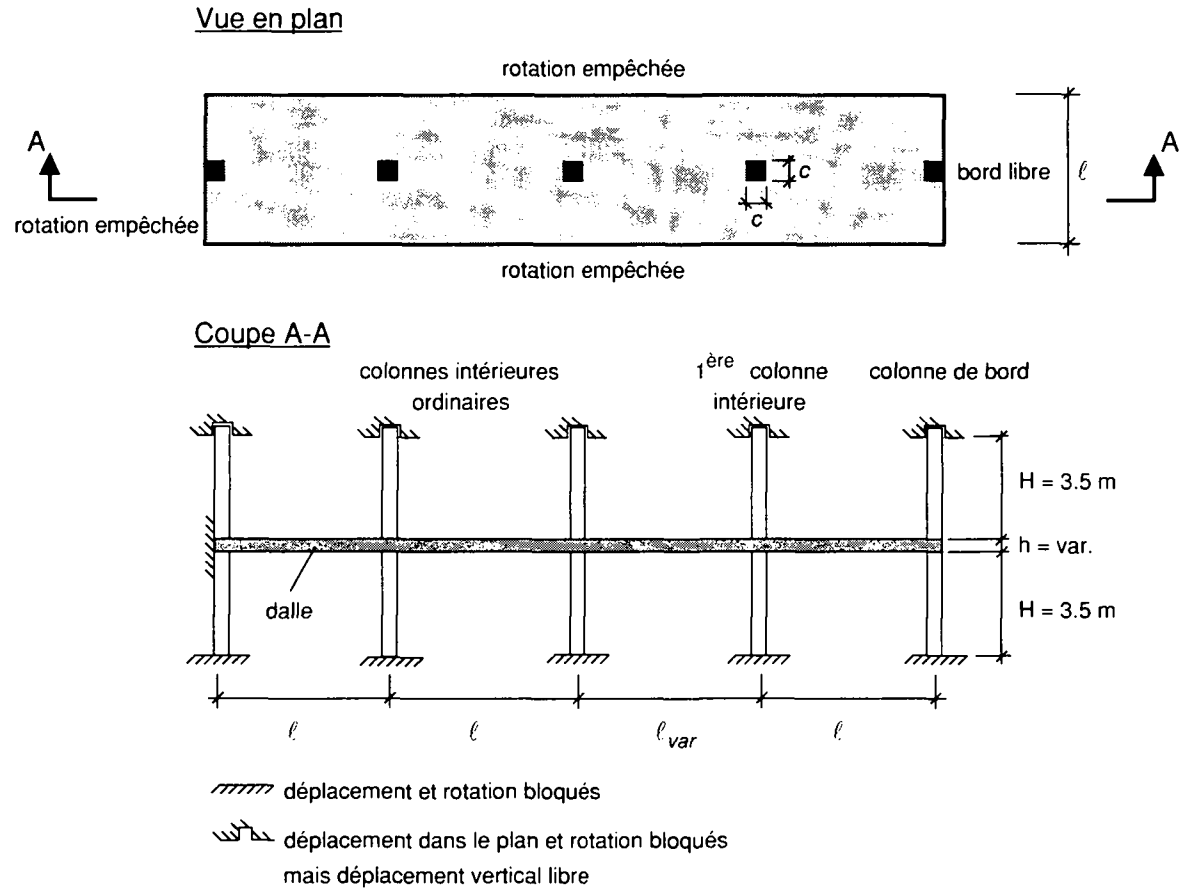


Figure 4.5: Modèle utilisé dans le cadre de l'étude paramétrique

Les conditions d'appuis sont choisies de façon à reproduire au mieux le comportement global de la dalle. Le bord de la dalle libre est totalement libre de mouvement tandis que les rotations parallèles au bord sont empêchées pour les bords encastrés (fig. 4.5). Pour les pieds de colonne, les conditions d'appuis sont moins évidentes à définir pour une reproduction exacte de la réalité. En effet, il faudrait modéliser plusieurs dalles successives afin d'obtenir la déformée exacte de la colonne comme le met en évidence la figure 4.6. Cette façon de faire exigerait un temps de calcul beaucoup plus important, ce qui a été jugé excessif en vue de l'augmentation de la précision des calculs. La donnée a été simplifiée en définissant les pieds de colonne totalement encastrés comme montré à la figure 4.8.

Dans le cas des charges verticales (fig. 4.8a), le moment transmis à la connexion composé de deux colonnes $M_{f\,calcul}$ est légèrement plus faible que le moment réel M_{f0}, ce qui conduit à sous-estimer la valeur du moment réel. Dans le cas des déplacements imposées, cette simplification est du côté de la sécurité puisque le moment transmis à la connexion composé de deux colonnes $M_{\Delta\,calcul}$ est plus grand que le moment réel $M_{\Delta 0}$. La rotation de la dalle reste faible suite aux déplacements imposés puisque la rigidité de la dalle est fréquemment plus grande que celle des colonnes.

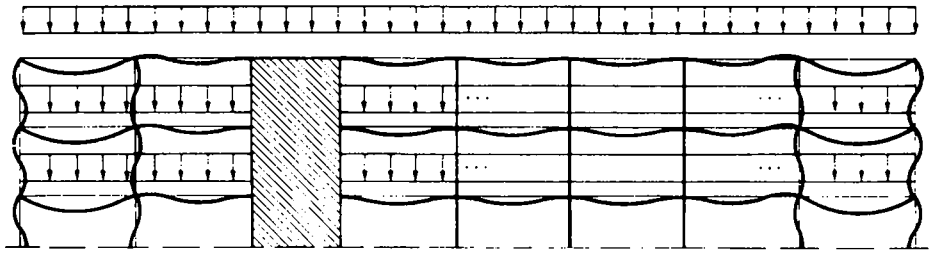
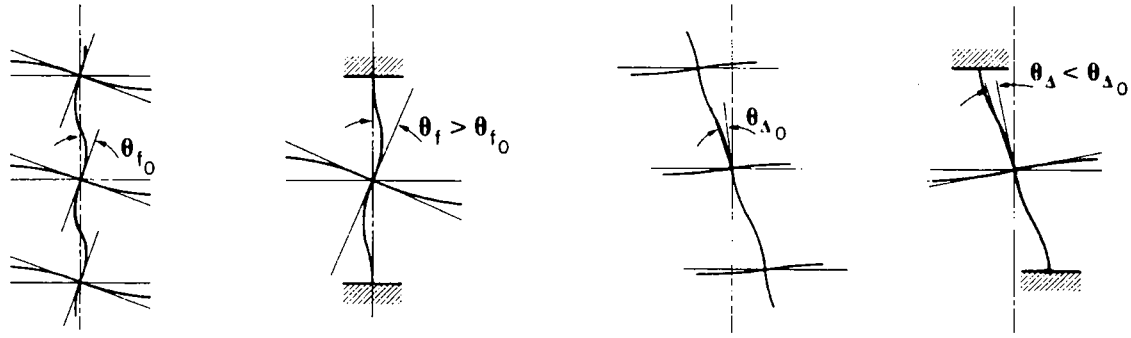


Figure 4.6: Flexion des éléments porteurs causé par les charges verticales symétriquement disposées

Figure 4.7: Flexion des colonnes causé par une variation de longueur de la dalle (la dalle est admise infiniment rigide)



a) Charges verticales *b) Déplacement imposé*

Figure 4.8: Conditions d'appuis admises pour le modèle d'éléments finis avec M correspondant au moment transmis

4.2.2 Choix du modèle de calcul

Plusieurs modèles ont été envisagés afin d'obtenir les efforts dans les colonnes. La première solution a consisté à effectuer tous les calculs sur un tableur du type EXCEL et de modéliser la dalle en cadre plan. Cette solution permet d'explorer rapidement et efficacement un grand nombre de solutions. De plus, il est possible d'analyser rapidement la sensibilité aux divers paramètres. Les efforts dans les colonnes sont obtenus par la méthode des déplacements. La rigidité de la dalle est réduite à l'aide de la méthode dite *des cadres équivalents*[3] proposé par

[3] Equivalent Frame Method en anglais

Grossman [58] ou la norme ACI 318-95 [4]. Malheureusement, cette méthode surestime largement les moments de flexion transmis par la dalle aux colonnes. En effet, les résultats obtenus à l'aide d'un modèle d'éléments finis indiquent que les moments peuvent être jusqu'à 3 fois plus importants dans un modèle cadre plan. La norme britannique BS 8110 [18] précise d'ailleurs que les moments de flexion dans la colonne obtenus à l'aide de la méthode des cadres équivalents peuvent être réduits de 30 % (art. 3.7.6.2, note 2). C'est pourquoi, le calcul en cadre a été rapidement abandonné et ne peut pas être utilisé pour déterminer les moments de flexion dans les colonnes. Pas contre, le modèle cadre a permis de tester la sensibilité des divers paramètres étudiés pour le calcul par éléments finis.

La deuxième solution a consisté à utiliser le programme d'éléments finis MAPS. Ce programme permet d'effectuer de façon aisée les études paramétriques à l'aide de fichiers de commande. Cette étude paramétrique a nécessité plus de 1'200 calculs par éléments finis, ce qui correspond à environ 40 heures de temps CPU.

4.2.3 Modèle d'éléments finis MAPS

Le logiciel MAPS est destiné à l'analyse des structures planes et spatiales isotropes, orthotropes, nervurées et précontraintes dans le domaine élastique linéaire. Le programme MAPS [16] utilise des éléments isoparamétriques de coques avec un champ de déplacement cubique (4 x 4). Les efforts sont calculés aux points de Gauss et aux nœuds de l'élément. Ils se décomposent en efforts membranaires et flexionnels (fig. 4.9). Les colonnes sont des éléments barres composés de 5 nœuds avec 6 degrés de liberté (fig. 4.10).

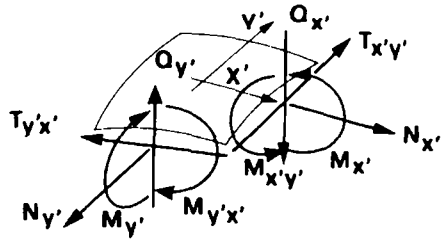


Figure 4.9: Efforts dans l'élément coque

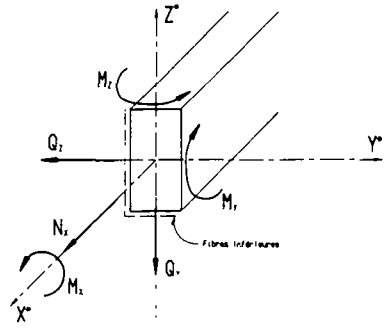


Figure 4.10: Efforts dans l'élément barre

Le maillage est choisi afin de donner les efforts dans la colonne avec une précision suffisante et pour minimiser le temps de calcul. Le nombre d'éléments finis reste toujours constant quelque soit les paramètres choisis. La figure 4.11 montre une perspective du modèle qui est composée de 8 éléments en largeur et de 24 en longueur, soit 192 éléments coques. Chacune des cinq colonnes est modélisée à l'aide de deux éléments barres. Des tests ont montré que les efforts dans les colonnes restaient quasiment inchangés en quadruplant le nombre d'éléments coques et barres.

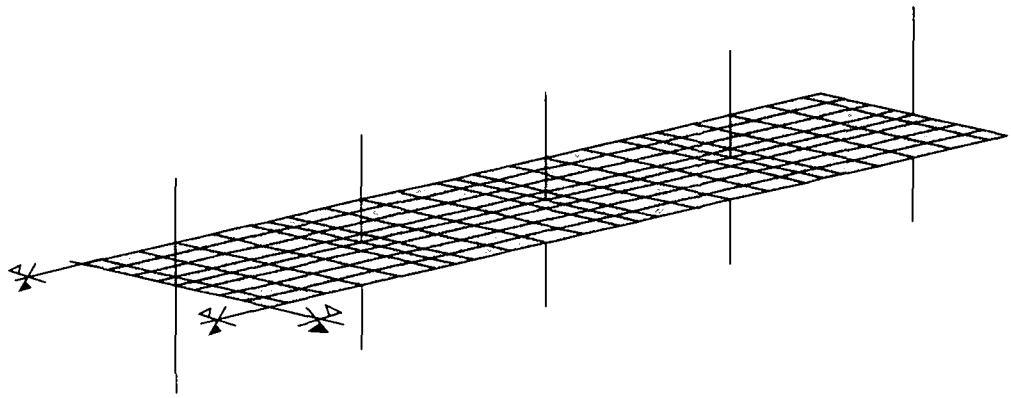


Figure 4.11: Maillage pour des portées de 8 m et une hauteur de colonne de 3.5 m

4.3 Paramètres

4.3.1 Géométrie et épaisseurs

La géométrie de la dalle est caractérisée par les portées ℓ et ℓ_{var} (fig. 4.5). La portée ℓ_{var} est variable afin d'obtenir les moments maximum dans les colonnes. Les portées ℓ ont été choisies à 6 m, 8 m et 10 m, ce qui couvre une grande majorité des planchers dalles. On définit la paramètre Γ comme étant le rapport entre ℓ_{var} / ℓ, Γ varie entre ¼ et 1. L'épaisseur de la dalle h et le côté de la colonne c varient de 0.20 m à 1.0 m. Une épaisseur de la dalle de 1.0 m peut paraître importante, mais elle correspond en fait à la réalité pour des bâtiments dont les colonnes sont décalées d'un étage à l'autre (dalle de transition) ou des dalles avec de très grandes portées. Les valeurs des paramètres sont résumées au tableau 4.1.

Tableau 4.1: Paramètres géométriques

Portée ℓ [m]	6, 8 et 10 m
$\Gamma = \ell_{var} / \ell$	1, ¾, ½ et ¼
Epaisseur de la dalle h [m]	0.20, 0.25, 0.30, 0.50 et 1.0 m
Côté de la colonne carrée c [m]	0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.70 et 1.0 m

Certaines de ces combinaisons peuvent conduire à des solutions aberrantes d'un point de vue d'aptitude au service. C'est le cas d'un plancher dalle de 10 m de portée avec une épaisseur de 0.20 m. C'est pourquoi, certains résultats sont donnés en fonction d'une dalle de portée et d'épaisseur prédéfinies. Il est intéressant de comparer trois dalles de portées différentes et d'épaisseur couramment rencontrée dans la pratique. Les valeurs choisies sont résumées dans le tableau 4.2. La valeur de la déformation élastique maximum pour la charge de service est

donnée à titre indicatif. Le choix d'un rapport ℓ / w différent pour chacune de ces dalles est logique, car en pratique une dalle de 10 m aura généralement des déformations nettement plus importante qu'une dalle de 6 m.

Tableau 4.2: Choix de trois dalles types (hauteur des colonnes H = 3.5 m)

Dalle	Portée ℓ [m]	Epaisseur de la dalle h [m]	Déformation élastique maximum w [mm]	ℓ / w
6/0.25 m	6 m	0.25 m	3	2000
8/0.30 m	8 m	0.30 m	6	1333
10/0.35 m	10 m	0.35 m	10	1000

4.3.2 Charges verticales

Les charges verticales font partie intégrante du dimensionnement de toute structure en génie civil. Certaines charges verticales sont définies par la géométrie des éléments comme le poids propre des éléments porteurs et non porteurs (dalle, chape, galandage, revêtement de sol, étanchéité,...) et d'autres, par la future utilisation du bâtiment (charges utiles) ou les conditions climatiques (neige, vent). Dans cette étude, il a été décidé de ne tenir compte que des charges couramment rencontrées pour des planchers dalles, sans tenir compte des charges verticales provenant des conditions climatiques qui concernent seulement la dalle de toiture.

Si le poids propre de la dalle g est connu puisqu'il est directement lié à l'épaisseur, il n'en va pas de même pour les autres charges. Il a fallu faire un choix quant au poids propre des éléments non porteurs g'. On a considéré une chape de 0.10 m et des galandages de 1.0 [kN/m^2]. La charge g', ainsi définie, correspond plutôt à une borne supérieure, puisque la tendance actuelle consiste à disposer des chapes plus minces.

Les charges utiles dépendent de l'affectation du bâtiment et peuvent varier sensiblement. La norme suisse SIA 160 [138] donne des valeurs comprises entre 2.0 et 5.0 [kN/m^2] selon la catégorie du bâtiment. La valeur de 5.0 [kN/m^2] ne correspond pas à une borne supérieure puisque, dans certains entrepôts, cette charge peut atteindre 20 [kN/m^2]. La grande majorité des études présentées dans ce chapitre sont effectuées avec une charge utile de 3.0 [kN/m^2] (catégorie B, SIA 160). Cette charge est préconisée pour des locaux publics tels que bureaux, administrations, hôpitaux ou écoles.

Les charges verticales sont définies comme suit :

- Poids propre de la dalle : $g = \gamma_b \cdot h = 25 \cdot h$ [kN / m^2]
- Poids propre des éléments non porteur : $g' = 3.4$ [kN / m^2]
- Charges utiles : $q = 3.0$ [kN / m^2] voir $q = 5.0$ [kN / m^2] pour certains calculs

Pour un calcul à l'état limite ultime, la charge de dimensionnement q_d est définie comme suit pour les charge verticales :

$$q_d = \gamma_G (g + g') + \gamma_Q q \tag{4.1}$$

avec $\gamma_G = 1.3$ *et* $\gamma_Q = 1.5$

Les charges utiles sont placées selon les zones d'influences défavorables (de façon asymétrique). Par contre, le poids propre est à disposer équitablement sur toute la surface (art. 3 22 5, SIA 160). Le modèle de charge de la figure 4.12 a été adopté pour une grande majorité des études paramétriques.

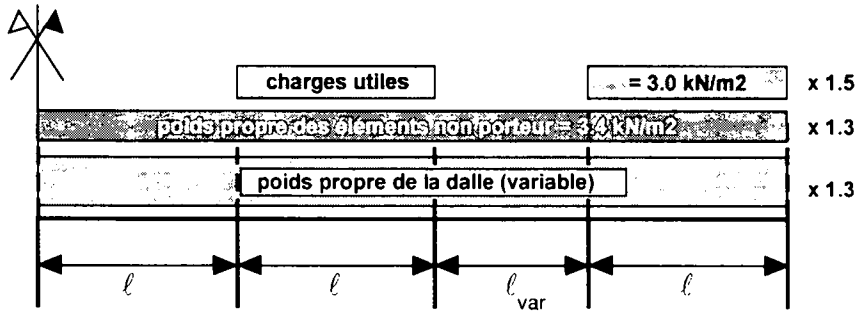
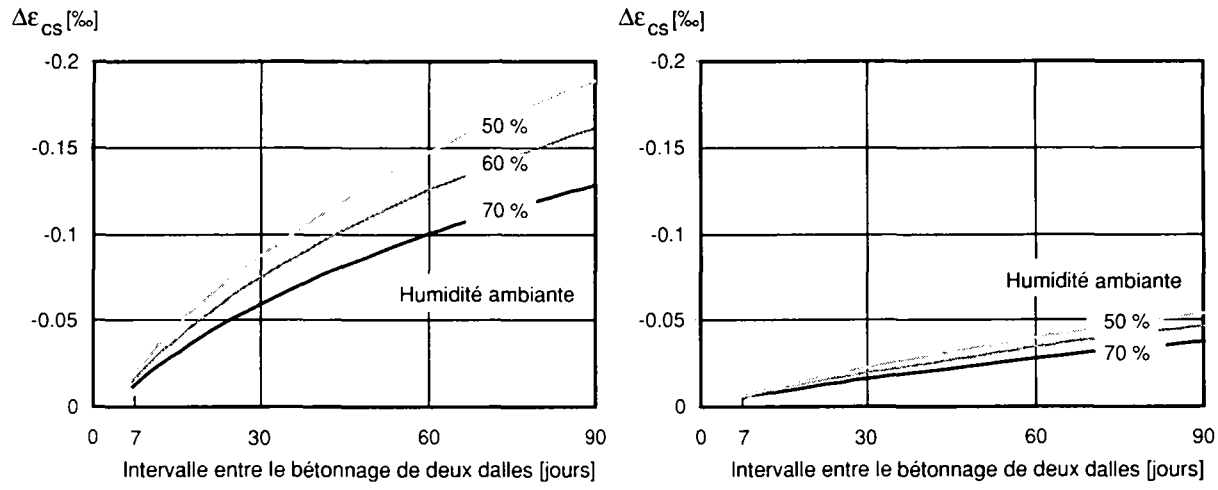


Figure 4.12: Modèle pour les charges verticales. Les charges utiles sont placées de façon asymétrique pour obtenir les moments de flexion les plus importantes dans les colonnes intérieures

4.3.3 Déplacements imposés

Pour le cas d'un retrait de dessiccation, l'intensité du retrait différentiel $\Delta\varepsilon_{cs}$ dépend principalement de l'intervalle de bétonnage entre deux dalles, de l'épaisseur de la dalle, de la consistance du béton frais, des conditions climatiques et de la qualité du béton. La figure 4.13 montre que ce retrait différentiel est fortement variable en fonction de l'épaisseur de la dalle. Le retrait différentiel est environ 3 à 4 fois moins important pour une dalle de 1.0 m que pour une dalle de 0.30 m d'épaisseur. Cette figure est établie d'après les équations données dans la normes suisse SIA 162 [139]. La validité de ces équations a été vérifiée numériquement par Bernard [15] pour des épaisseurs allant de 0.10 m à 0.80 m. Les paramètres déterminant sont l'intervalle de temps entre le bétonnage de deux dalles et l'épaisseur de la dalle. La valeur $\Delta\varepsilon_{cs}$ est d'environ 0.01 ‰ pour une intervalle de 7 jours, tandis qu'elle peut atteindre 0.15 ‰ pour 60 jours. Ce retrait engendre des déplacements différentiels sur une longueur de 50 m de l'ordre de 0.5 mm et 7.5 mm, respectivement. On remarque alors que pour un intervalle de bétonnage de 7 jours, le retrait différentiel reste très faible et ceci quelles que soient les hypothèses de calcul.



a) h = 0.25 m *b) h = 1.0 m*

Figure 4.13: Intensité du retrait différentiel $\Delta\varepsilon_{cs}$ entre deux dalles pour deux différentes épaisseurs d'après la norme SIA 162 [139] (consistance molle du béton, hypothèse conduisant à un retrait maximum)

Les déplacements imposés dus à une différence de température doivent être estimés de cas en cas comme le stipule l'Eurocode 1 (partie 2 à 5) [40]. C'est aussi le cas pour le retrait thermique au jeune âge qui varie énormément en fonction de la qualité du béton et des conditions de cure.

Les actions indirectes sont, sauf accident, graduellement variées. Le retrait de dessiccation du béton ou une variation de température ne sont pas instantanés. Mais, même sans cet aspect progressif des actions indirectes elles-mêmes, leurs effets sur les structures sont variables dans le temps, du fait de la relaxation des contraintes. Le module d'élasticité doit alors être réduit dans la dalle et dans les colonnes. Pour nos calculs, cette réduction est appliquée simultanément à la dalle et aux colonnes d'après l'équation 4.2 tirée de Favre et al. [43]:

$$E^* = \frac{E_{c0}}{1 + \chi\varphi} \tag{4.2}$$

avec

E^* = *module ajusté*

E_{c0} = *module d'élasticité du béton au temps t_0, admis à 34 kN/mm²*

χ = *coefficient de vieillissement du béton*

φ = *coefficient de fluage*

Le coefficient de fluage a été admis à 2.5 et le coefficient de vieillissement à 0.8 pour le cas du retrait de dessiccation Le module ajusté E^* vaut alors 11 kN/mm². Pour une différence de température saisonnière, le module ajusté E^* a été admis à $2/3E$.

Le modèle pour les déplacements imposés est montré à la figure 4.14. Toutes les colonnes subissent un déplacement unitaire de 1 mm au niveau de leur encastrement.

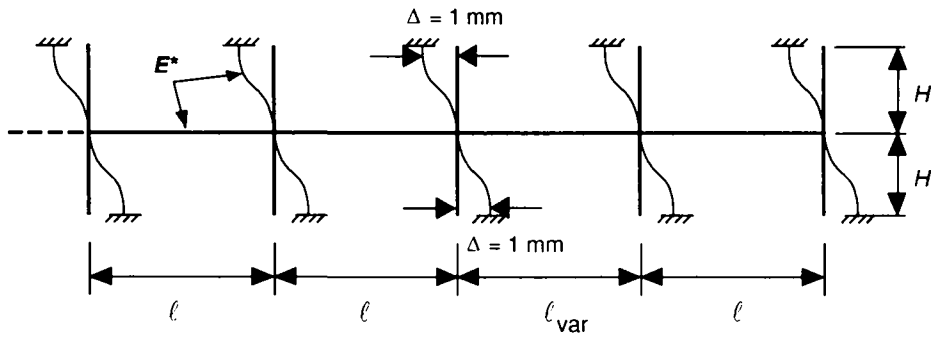


Figure 4.14: Modèle pour les déplacements imposés. Toutes les colonnes subissent un déplacement de 1 mm au niveau de leur encastrement

Prise en compte des déplacements imposés

Les actions indirectes englobent toutes les déformations imposées (retrait, gradients thermiques, tassements d'appuis). Une déformation entravée entraîne l'apparition d'auto-contraintes dans la structure qui ne découlent pas de l'équilibre global à assurer sous l'effet des charges, d'où l'appellation d'action indirecte. Les déplacements imposés créent des moments de flexion dans les colonnes de bâtiment de par la conception monolithique de la connexion. Dans le cas du poinçonnement, les efforts dans les colonnes induits par les déplacements imposés ne disparaissent pas lors de la rupture, car la fragilité du phénomène ne permet pas l'élimination des moments et un recentrage de l'effort normal dans les colonnes.

Comment faut-il combiner simultanément des actions directes et indirectes pour le calcul à l'état limite ultime ? Quel facteur partiel faut-il appliquer aux actions indirectes ? Ces questions ne trouvent pas de réponse explicite dans la norme suisse SIA 162 [139] puisque les actions indirectes ne sont généralement prises en compte que pour la vérification à l'état de service. C'est le cas, par exemple, pour la limitation des contraintes dans l'armature en cas d'exigences accrues ou élevées (art. 3 33 5, SIA 162 [139]).

Néanmoins, pour la vérification des états-limites ultimes, l'Eurocode 1 [41] (partie 1) spécifie : « *il convient de prendre en compte les déformations imposées, lorsqu'il y a lieu* ». L'Eurocode 2 [42] stipule à l'article 2.3.3.1 (6) pour les actions indirectes sur les ossatures de bâtiment: « *Déformations imposées. En cas d'analyse non linéaire, il est possible d'appliquer les mêmes coefficients que pour les actions variables. En cas d'analyse linéaire, le coefficient appliqué aux effets défavorables doit être réduit de 20 %* ». Pour les situations de calcul avec des actions variables sur les ossatures de bâtiment, l'Eurocode 2 donne les équations suivantes :

Une seule action variable : $$\sum \gamma_{G,j}\, G_{K,j} + 1.5\, Q_{k,1} \qquad (4.3)$$

Deux actions variables ou plus : $\sum \gamma_{G,j} G_{K,j} + 1.35 \sum Q_{k,i}$ *avec* $i \geq 1$ (4.4)

où $\gamma_{G,j}$ est le coefficient partiel pour les actions permanentes, $G_{k,j}$ est l'action permanente, $Q_{k,i}$ est l'action variable.

Pour un calcul élastique, la superposition à l'état limite ultime de charges et de déformations imposées est donnée selon l'Eurocode 2 par :

$$\sum \gamma_{G,j} G_{K,j} + 1.35 \sum Q_{k,i} + 1.08 \sum D_{k,j} \tag{4.5}$$

où $D_{k,j}$ est l'action due à une déformation imposée et le coefficient partiel de 1.08 est obtenu par 0.8 x 1.35.

Le Code Modèle CEB – FIP 1990, quant à lui, précise que dans le cas d'une analyse linéaire avec ou sans redistribution, le coefficient partiel pour les actions indirectes vaut entre 1.0 et 1.2 (art. 1.6.2.4). Dans ce cas, le Code Modèle CEB – FIP 1990 rejoint la formulation de l'équation 4.5 de l'Eurocode 2 sauf que le coefficient 1.08 varie entre 1.0 et 1.2.

De manière générale, les déplacements imposés peuvent être induits par :

- Un retrait différentiel des planchers
- Une différence de température
- Un effet de la précontrainte

Effet du retrait différentiel Δ_{cs}

Le déplacement imposé à une colonne est provoqué par la différence de retrait spécifique des deux dalles auxquelles elle est liée (fig. 4.15). Lorsque le plancher *B* est bétonné, le plancher inférieur *A* s'est déjà partiellement raccourci sous l'effet du retrait. A la figure 4.15, on représente l'évolution du raccourcissement des deux planchers à partir du bétonnage du plancher *B*, ainsi que la différence qui est imposée à la colonne. La grandeur de Δ_{cs} s'obtient par l'équation suivante :

$$\Delta_{cs} = \Delta\varepsilon_{cs}(t,t_0) \cdot \ell_{pf} \tag{4.6}$$

avec $\Delta\varepsilon_{cs}(t,t_0)$ = *différence de retrait spécifique entre deux dalles successifs dans l'intervalle* (t,t_0) *;*

ℓ_{pf} = *distance de la colonne considérée au point fixe.*

Les valeurs appropriées pour $\varepsilon_{cs}(t,t_0)$ habituellement indiquées par les normes et les règlements ne comprennent généralement pas le retrait thermique qui ne pourra souvent pas être négligé ici.

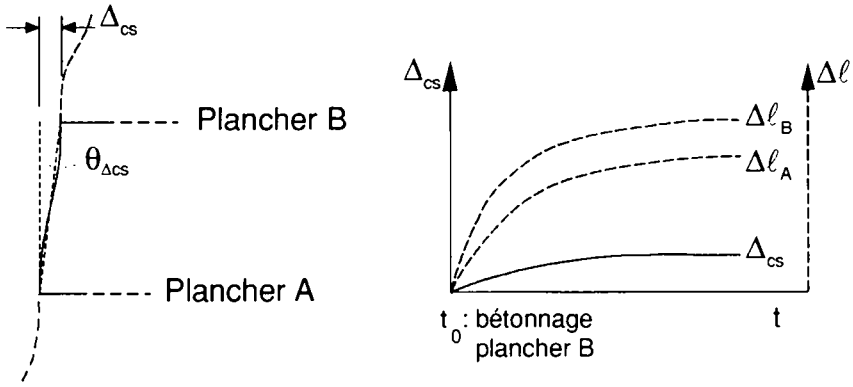


Figure 4.15: Déplacement relatif Δ_{cs} imposé à une colonne par suite de la différence de retrait spécifique entre deux dalles. $\Delta\ell_A$ et $\Delta\ell_B$ sont les raccourcissements respectifs du plancher A et B à partir du temps t_0 ($\Delta_{cs} = \Delta\ell_B - \Delta\ell_A$)

Effet de la température Δ_T

La température a un effet analogue à celui du retrait mais se différencie de celui-ci par le fait qu'elle peut aussi avoir pour conséquence un allongement des planchers dans le cas d'une élévation de sa part. On peut généralement se limiter à considérer seulement la variation saisonnière de température.

Celle-ci doit être définie de cas en cas, en admettant une répartition uniforme dans la section et sur toute la surface du plancher, en tenant compte de l'exposition de la structure et de son isolation thermique éventuelle. Pour les structures exposées aux intempéries, les valeurs représentatives sont donnés par les normes.

La grandeur du déplacement relatif Δ_T dû à un abaissement ou à une élévation de température s'obtient au moyen de l'équation suivante :

$$\Delta_T = \delta_T \cdot \omega_T \cdot \ell_{pf} \tag{4.7}$$

avec

δ_T = *variation saisonnière de température entre deux dalles successifs ;*

ω_T = *coefficient de dilatation thermique des dalles (béton armé : $\omega_T = 10^{-5}$) :*

ℓ_{pf} = *distance de la colonne considérée au point fixe.*

Les colonnes de bâtiment qui subissent les plus grands déplacements imposés dus à la température sont en général celles liées à la dalle de toiture et à la dalle sur rez. On peut aussi mentionner le cas de l'incendie qui induit des gradients thermiques importants entre deux dalles d'un bâtiment.

Effet de la précontrainte Δ_P

Dans le cas de porteurs horizontaux précontraints, des déplacements Δ_p relativement importants peuvent être imposés à long terme aux colonnes. Il y a lieu d'en tenir compte de cas en cas selon l'intensité de la précontrainte, le plan de câblage et les effets différés du béton.

Intensité des déplacements imposés en fonction de la dimension des colonnes

Les colonnes de par leurs faibles rigidités flexionnelles sont le plus souvent incapables de reprendre des efforts horizontaux. Les murs de refend et les noyaux reprennent généralement la totalité des charges horizontales et constituent les principales entraves aux déplacements imposés de la dalle (retrait différentiel, différence de température).

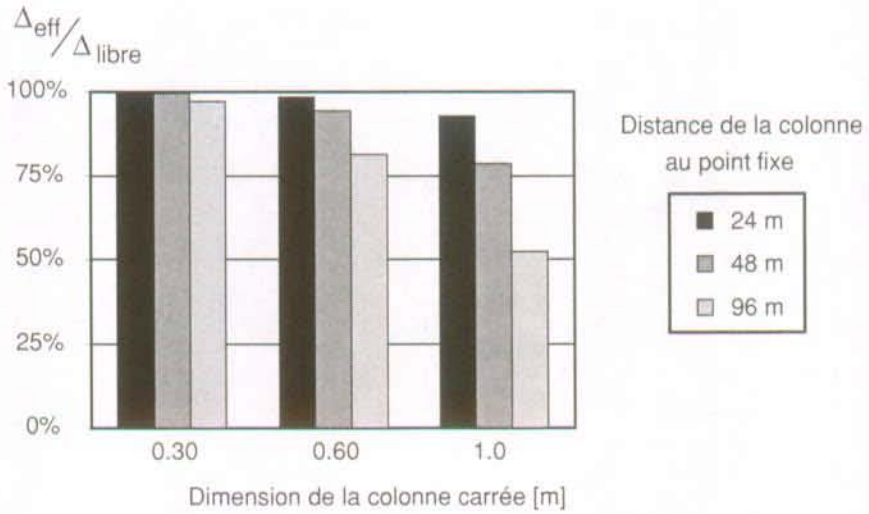


Figure 4.16: Entrave aux déplacements imposés pour une dalle de 0.30 m d'épaisseur avec des portées de 8 m (sans tenir compte de la fissuration éventuelle des dalles). Δ_{eff} représente le déplacement effectif calculé et Δ_{libre} le déplacement libre sans entrave des colonnes. Dans notre cas, Δ_{libre} correspond à une différence de température de 10°C

Dans certains cas, les colonnes peuvent constituer une entrave aux déplacements imposés qui est loin d'être négligeable. Il est possible de montrer que cette entrave dépend principalement de la rigidité relative des colonnes par rapport à celle de la dalle mais aussi de la distance par rapport au point fixe. Pour illustrer ceci, on a modélisé une dalle de 0.30 m d'épaisseur et de 8 m de portée à l'aide d'un programme d'éléments finis élastique linéaire. Les distances au point fixe admises sont de 24 m, 48 m et 96 m, soit respectivement 3, 6 et 12 travées. La dalle est soumise à une variation de température de –10°C ce qui conduit à un déplacement à l'extrémité de la dalle Δ_{libre} sans l'entrave des colonnes (équ. 4.7). La figure 4.16 montre que pour des colonnes de 0.30 m l'entrave aux déplacements imposés est quasiment nulle. En effet, le déplacement effectif Δ_{eff} vaut environ le déplacement libre Δ_{libre}. Par contre, pour des colonnes de 1.0 m, le déplacement effectif Δ_{eff} est jusqu'à 50 % plus faible que Δ_{libre} pour une dalle de 96 m. Cette figure illustre que les colonnes massives empêchent significativement les

mouvements de la dalle. Cette entrave est fonction de la distance au point fixe ou plutôt de nombre de colonnes. En effet, pour une même colonne de 1 m, les déplacements libres Δ_{libre} sont réduits de 7 %, 22 % et 48 % pour une dalle d'une longueur de 24 m, 48 m et 96 m respectivement.

Il est intéressant de remarquer que l'entrave induite par un grand nombre de colonnes peut fissurer une partie de la dalle, ce qui réduit encore les déplacements Δ_{eff}. Ce serait le cas pour la dalle de 96 m et les colonnes de 0.6 et 1.0 m.

Dans certains garages, il n'est pas rare de voir des colonnes très trapues (section rectangulaire) qui peuvent constituer une entrave bien supérieure à celle de colonnes carrées de 1 m. Il faut donc garder à l'esprit que le calcul des déplacements imposés au niveau d'une colonne est problématique pour des colonnes trapues dont la distance au point fixe est importante.

4.4 Moments de flexion dans les colonnes causés par des charges verticales

Comme déjà mentionné dans l'introduction de ce chapitre, les charges verticales induisent nécessairement des moments de flexion dans les colonnes rigidement connectées aux dalles. Ces moments peuvent être faibles dans le cas de portées symétriques ou relativement élevés pour les 1ères colonnes intérieures. Cette section donne l'intensité des moments de flexion pour les paramètres les plus importants et pour les situations les plus déterminantes. Le moment de flexion non balancé M_{nb} donné dans les figures ci-dessous correspond au moment total transmis par la dalle à une connexion composée de deux colonnes.

Les résultats présentés dans cette section sont issus d'un calcul élastique linéaire. Les déformations de la dalle ne respectent pas tous un critère d'aptitude au service. Il est possible que des combinaisons de paramètres donnent des solutions irréalisables d'un point de vue d'aptitude au service. C'est le cas, par exemple d'une dalle en béton armé de 0.20 m d'épaisseur et de 10 m de portée. Néanmoins toutes les combinaisons de paramètres sont discutées afin de montrer la variation des moments de flexion dans les colonnes. La majorité des résultats sont donnés pour une dalle de 8 m de portée et de 0.30 m d'épaisseur avec des colonnes de 3.5 m de hauteur (dalle 8/0.30 m, tab. 4.2).

Les figures présentées ci-dessous sont en principe données pour la 1ère connexion intérieure (fig. 4.5) puisque les moments de flexion M_{nb} y sont le plus souvent maximum pour des colonnes intérieures. Il est à noter que les efforts dans les colonnes pour des charges verticales sont indépendants de la valeur du module d'élasticité E, ce qui n'est pas le cas pour des déplacements imposés.

4.4.1 Influence de l'épaisseur de la dalle et de la dimension des colonnes

La figure 4.17 donne l'intensité du moment de flexion M_{nb} en fonction de l'épaisseur de la dalle et de la dimension des colonnes. Cette figure est donné pour la 1ère connexion intérieure avec des portées de 8 m toutes identiques. Le moment augmente fortement en fonction de la dimension de la colonne tandis qu'il diminue avec l'épaisseur de la dalle. En effet, plus la dalle est mince, plus les déformations angulaires en tête de colonne seront grandes et plus le moment de flexion dans les colonnes sera important. On constate que les efforts dans les colonnes sont fortement variables en fonction de la rigidité relative entre la dalle et les colonnes. Pour des épaisseurs de dalle usuelles ($0.20\ \text{m} \le h \le 0.30\ \text{m}$), il y a une forte augmentation du moment de flexion pour les dimensions de colonne variant entre 0.20 et 0.50 m. En dessus de 0.50 m, le moment n'augmente quasiment plus. Pour une épaisseur de dalle de 1.0 m, le moment reste très faible pour des colonnes élancées puis augmente plus ou moins linéairement pour des colonnes de 0.50 m à 1.0 m.

Dans tous les cas, le moment de flexion reste très faible pour des colonnes de petites dimensions ($c \le 0.30$ m) et est maximum pour les colonnes massives ($c = 1.0$ m). Les tendances observées à figure 4.17 restent valables pour des dalles dont les portées sont de 6 et 10 m.

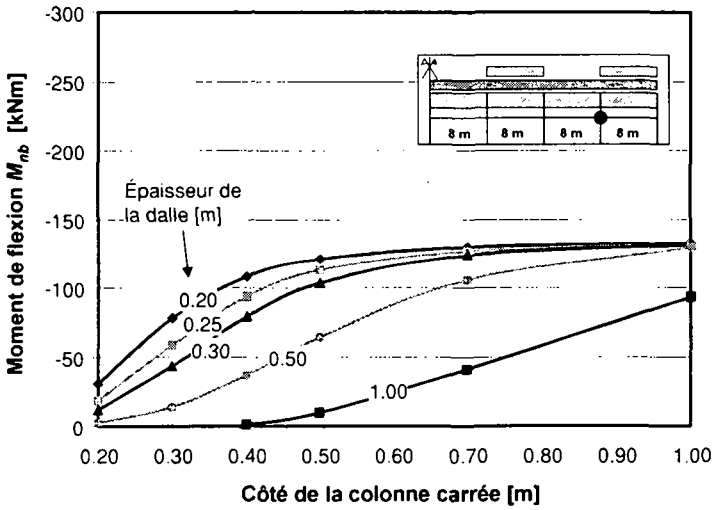


Figure 4.17: Moments de flexion pour la 1ère connexion intérieure avec des portées $\ell = 8$ m constante

Pour avoir une idée de ce que représentent ces moments de flexion, il est intéressant de définir la notion d'excentricité relative η de la charge en fonction de la dimension de la colonne :

$$\eta = \frac{M_{nb}}{V \cdot c} = \frac{e}{c} \tag{4.8}$$

avec

M_{nb} = *moment de flexion non balancé introduit dans la connexion [kNm]*
V = *effort vertical provenant de la dalle introduit dans la colonne [kN]*
c = *côté de la colonne carrée [m]*
e = *excentricité de la force V [m]*

Le rapport M / V est rendu adimensionnel à l'aide de la dimension de la colonne c puisque la résistance au poinçonnement varie plus ou moins linéairement avec la dimension de la colonne pour le cas du poinçonnement centré. Cette notion permet de quantifier l'influence du moment de flexion par rapport à l'effort vertical et la dimension de la colonne.

La figure 4.18 donne l'excentricité relative η en fonction de l'épaisseur de la dalle et de la dimension de la colonne pour les moments de la figure 4.17. L'excentricité relative η diminue fortement en fonction de l'épaisseur de la dalle. En effet, avec l'augmentation de l'épaisseur, le moment de flexion M_{nb} diminue tandis que l'effort vertical V augmente ce qui réduit sensiblement η.

Pour les dalles épaisses (0.50 m et 1.0 m), l'excentricité relative η est très faible pour les colonnes élancées et reste relativement faible pour les colonnes massives. Pour des épaisseurs de dalle modérées ($h \leq 0.30$ m), les courbes ont une forme en « cloche ». En effet, dans un premier temps l'excentricité relative augmente avec la dimension de la colonne pour atteindre un maximum pour $c = 0.35$ m à 0.45 m (suivant l'épaisseur de dalle considérée). Ensuite, l'excentricité relative diminue malgré l'augmentation du moment de flexion (voir fig. 4.17). Dans ce cas, le moment augmente moins rapidement que la dimension c de la colonne dans l'équation 4.8. L'excentricité relative atteint $\eta = 0.30$ et est maximum pour une dalle de 0.20 m et une colonne de 0.35 m. Pour des dalles d'épaisseur modérées, l'utilisation de colonnes de faible dimension ($c = 0.20$ m) ou massive ($c = 1.0$ m) permet de réduire l'excentricité relative η par rapport à une colonne de 0.40 m ou 0.50 m.

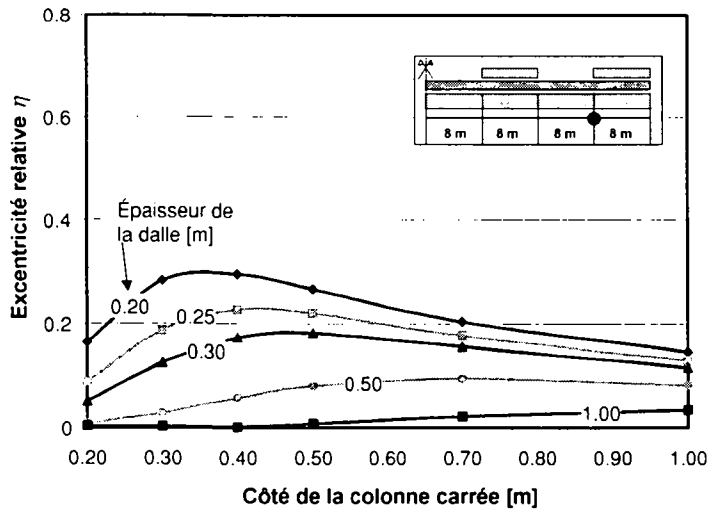


Figure 4.18: Excentricité relative η pour la 1ère connexion intérieure avec des portées $\ell = 8$ m constante ($\Gamma = 1$)

4.4.2 Influence de la portée

Il est clair que pour une épaisseur de dalle donnée, les flèches maximum sont plus importantes pour une portée de 10 m que pour une portée de 6 m (charge utile et poids propre non porteur

sont identiques). Plus la différence de déformation entre deux champs adjacents est grande plus la rotation de la dalle sur les appuis est importante. Cette rotation induit des moments de flexion dans les colonnes. Pour une poutre simple uniformément chargée, la rotation sur appuis est une fonction de ℓ^3. Il n'est alors pas étonnant de constater que les moments de flexion calculés dans cette étude paramétrique varient en fonction de ℓ^3. Le graphique 4.19 permet d'obtenir les moments de flexion de la 1ère connexion intérieure pour une portée de la dalle quelconque. Le moment M_{nb} est donné en fonction de $1 / \ell^3$. Ce graphique a été établi pour une portée de 8 m, mais l'erreur commise pour des portées de 6 m, 10 m, 12 m et 14 m est inférieure à 10 % en utilisant la figure 4.19. Pour des portées supérieures à 8 m, on obtient des moments de flexion légèrement trop faibles.

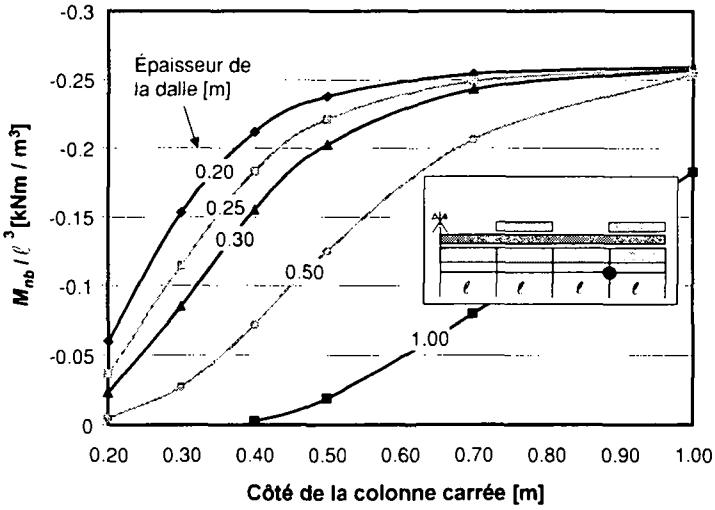


Figure 4.19: Moment de flexion M_{nb} / ℓ^3 pour la 1ère connexion intérieure pour des portées ℓ identiques ($\Gamma = 1$)

4.4.3 Influence du rapport entre deux portées adjacentes

Le paramètre qui a le plus d'influence sur l'intensité des moments de flexion dans le cas des charges verticales est le rapport de longueur entre deux portées adjacentes Γ. En effet, des portées inégales de part et d'autre d'une colonne créent des rotations importantes sur les appuis. La figure 4.20 met en évidence le rôle joué par une variation de la portée ℓ_{var} sur les moments de flexion de la 1ère connexion intérieure. Ce graphique est établi pour des portées $\ell = 8$ m et une épaisseur de la dalle de 0.30 m (dalle 8/0.30 m). Les valeurs de ℓ_{var} sont 8, 6, 4 et 2 m, respectivement $\Gamma = \ell_{var} / \ell$ égal à 1, ¾, ½ et ¼. On remarque que pour des colonnes de 0.20 m, le moment reste très faible et n'est quasiment pas influencé par le rapport Γ. Par contre, pour les colonnes de dimension supérieure à 0.30 m, une réduction de la portée d'un quart ($\Gamma = ¾$) augmente sensiblement les moments de flexion. Il est intéressant de remarquer que l'augmentation la plus importante est atteinte pour un rapport $\Gamma = ½$ et non pas $\Gamma = ¼$. Ceci peut s'expliquer par le fait que si l'on réduit la portée ℓ_{var} jusqu'à zéro, le modèle redevient symétrique avec une double colonne et des portées équivalentes de part et d'autre

(rotation nulle sur appuis). C'est pourquoi les moments sont plus ou moins identiques pour des rapports Γ égal à ¼ et ¾. Le cas de figure Γ = ½ peut se présenter dans la pratique pour des bâtiments dont la coupe transversale comprend trois travées avec un couloir central et des bureaux de part et d'autre.

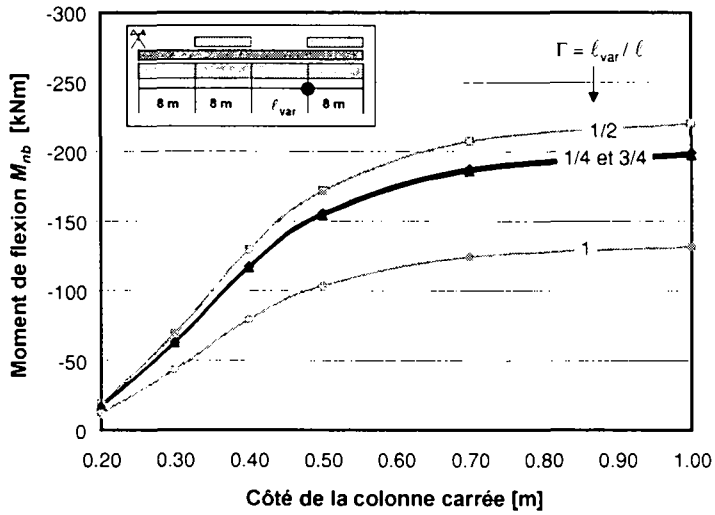


Figure 4.20: Moment de flexion pour la 1ère connexion intérieure avec une dalle 8/0.30 m en fonction d'une variation de Γ

La figure 4.21 donne l'excentricité relative de la charge pour le cas de la figure 4.20. On constate que les courbes décrivent une « cloche » assez marquée avec un maximum d'excentricité de $\eta = 0.38$ pour des colonnes comprises entre 0.40 m et 0.50 m. Pour ces dimensions de colonne, l'augmentation de l'excentricité relative η est d'environ 100 % lorsque le rapport des portées adjacentes Γ passe de 1 à ½. Pour des colonnes massives (c = 1.0 m), l'excentricité relative diminue malgré une augmentation du moment de flexion.

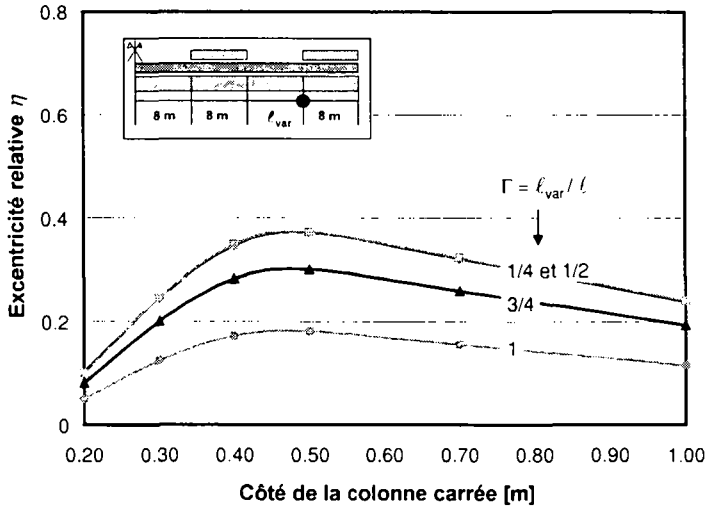


Figure 4.21: Excentricité relative η de la charge pour la 1ère connexion intérieure avec une dalle 8/0.30 m en fonction d'une variation de Γ

Cela est dû au fait que la dimension de la colonne augmente plus rapidement que le moment de flexion. Comme précédemment constaté, l'utilisation d'une colonne de faible dimension ($c \leq 0.30$ m) permet de réduire sensiblement les moments de flexion et l'excentricité relative de la charge.

Il est aussi possible de donner le moment de flexion en fonction de M / ℓ^3 pour une portée ℓ_{var} variable. La figure 4.22 est du même type que celle de la figure 4.19 mais pour un rapport Γ égal à ½. Cette configuration donne les moments les plus importants pour toutes les portées ℓ considérées. Le moment de flexion peut être obtenu pour des portées entre 6 m et 14 m. L'erreur commise en utilisant cette figure pour déterminer les moments M_{nb} reste inférieure à 10 %. Pour les portées de 10, 12 et 14 m le moment est légèrement surestimé.

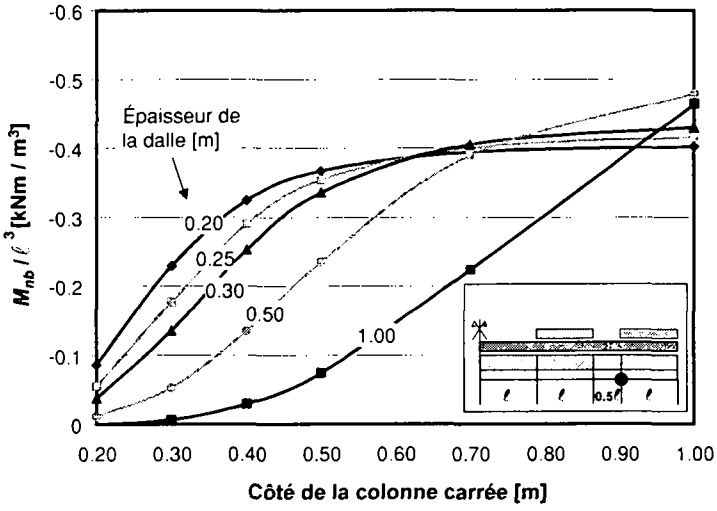


Figure 4.22: Moment de flexion M_{nb} / ℓ^3 pour la 1ère connexion intérieure avec Γ = ½

4.4.4 Influence de la charge utile

Tous les résultats présentés ci-dessus ont été effectués en considérant une charge utile de 3.0 kN/m^2 placée de façon asymétrique sur la dalle. Il est intéressant de juger l'influence d'une variation de la charge utile sur l'intensité des moments de flexion. La valeur maximale des charges utiles dépend fortement de l'affectation du bâtiment. Dans certains entrepôts de stockage, cette charge peut atteindre plus de 20 kN/m^2. Dans un tel cas, les portées de la dalles seront fortement réduites ou l'épaisseur augmentée, c'est à dire que la conception du bâtiment sera fortement influencée par cette charge. Dans le cadre de cette étude, on se limite à la charge maximale q = 5 kN/m^2 (locaux de vente) donnée par la norme SIA 160 [138].

Pour une géométrie de la dalle totalement symétrique, les moments de flexion dans les colonnes proviennent uniquement des charges utiles placées de façon asymétrique. Par conséquent, les moments de flexion sont proportionnels à l'intensité de la charge utile. L'étude paramétrique montre que l'excentricité de la force varie relativement peu en fonction de l'intensité de la charge utile. En effet, le moment de flexion augmente mais l'effort vertical

introduit dans la colonne aussi. L'excentricité relative η maximum donnée à la figure 4.21 pour une charge utile de 3 kN/m^2 n'augmente que de 6 % pour une charge de 5 kN/m^2.

4.4.5 Influence de la portée transversale

Toutes les études présentées ci-dessus sont données pour une portée transversale ℓ_{trans} égale à la portée ℓ. Les moments dans les colonnes varient en fonction de la portée transversale. Plus le rapport ℓ_{trans} / ℓ est petit plus les moments dans la colonne sont faibles. Par contre, il est intéressant de voir que l'excentricité relative de la force augmente sensiblement avec la diminution du rapport ℓ_{trans} / ℓ comme mis en évidence à la figure 4.23. Ceci est dû au fait que l'effort vertical diminue linéairement en fonction de ℓ_{trans} et que le moment diminue environ en fonction de $(\ell_{trans})^{1/2}$. Il faut donc garder à l'esprit que plus le rapport ℓ_{trans} / ℓ est petit, plus l'excentricité de la charge est grande.

Pour une valeur $\ell_{trans} = 2$ m, les résultats obtenus à l'aide d'un calcul en cadre plan sont quasiment identiques à ceux présentés dans ce paragraphe. Pour des largeurs aussi faibles, la dalle se comporte plus ou moins comme une poutre (moments de torsion très faibles).

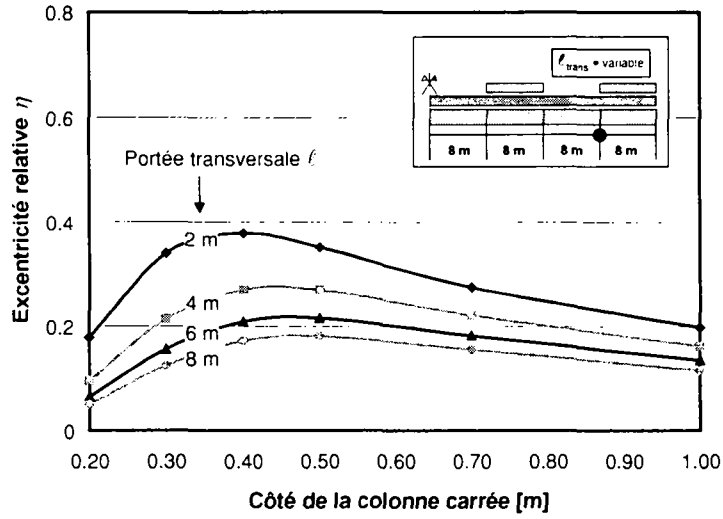


Figure 4.23: Excentricité relative η pour la 1ère connexion intérieure en fonction d'une variation de la portée transversale ℓ_{trans} avec une dalle 8/0.30 m

4.5 Moments de flexion dans les colonnes causés par des déplacements imposés

Dans cette section, les résultats sont donnés pour un déplacement unitaire de 1 mm en tête des colonnes inférieures et supérieures (voir figure 4.14). Dans le cas du retrait de dessiccation, les déplacements s'effectuent vers des directions opposées l'une par rapport à l'autre (voir

fig. 4.8). Il faut garder à l'esprit que pour un bâtiment de grande dimension, la distance peut être de l'ordre de 50 m entre les colonnes les plus éloignées et le point fixe. Sur une telle distance en admettant $\Delta\varepsilon_{cs} = 10^{-4}$, le retrait différentiel atteindra 5 mm, ce qui veut dire que les efforts seront 5 fois plus élevés que dans les figures ci-dessous.

Dans le cas de déplacement imposé, les efforts dans la colonne sont directement proportionnels au module d'élasticité du béton E pour un calcule élastique linéaire. Dans cette section tous les résultats sont calculés avec un module ajusté $E^* = 11$ kN/mm^2 comme décrit dans le paragraphe 4.3.3. Tous les résultats donnés ci-dessous sont directement proportionnels à valeur de E^* et la valeur du déplacement en tête de colonne.

4.5.1 Influence de l'épaisseur de la dalle et de la dimension des colonnes

La figure 4.24 donne les moments de flexion pour la 1ère connexion intérieure en fonction de l'épaisseur de la dalle et de la dimension de la colonne. Ces deux paramètres ont une grande influence sur l'intensité du moment de flexion non balancé M_{nb}. Plus la rigidité des éléments constituant la connexion est grande, plus les moments de flexion sont importants. Les moments sont quasiment nuls pour des colonnes de faibles dimensions ($c \leq 0.30$ m) et ceci quelle que soit l'épaisseur de la dalle. Par contre pour des colonnes trapues, l'intensité des moments est fortement influencée par l'épaisseur de la dalle. Pour des cas extrêmes, comme par exemple une dalle et des colonnes de 1 m, le moment (320 kNm) peut être plus de trois fois supérieur à celui provenant des charges verticales (95 kNm, voir fig. 4.17).

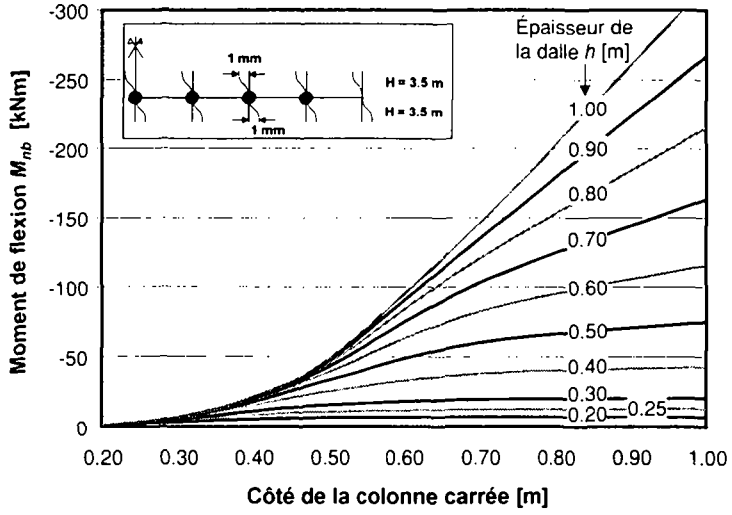


Figure 4.24: Abaque permettant d'évaluer les moments de flexion transmis dans une connexion composée de deux colonnes. Conditions : $H = 3.5$ m, $E^* = 11$ kN/m^2, $\Delta = 1$ mm

Pour des dalles d'épaisseur plus « classique » ($0.20 \text{ m} \leq h \leq 0.30$ m), le moment de flexion augmente en fonction de la dimension de la colonne jusqu'à environ $c = 0.70$ m puis reste quasiment constant. Pour ces épaisseurs de dalle, le moment reste faible puisqu'il est au

maximum de l'ordre de 20 kNm, ce qui est environ six fois moins grand que la valeur provenant des charges verticales (120 kNm, voir fig. 4.17).

La figure 4.24 met en évidence que le moment de flexion M_{nb} peut être important suite à un déplacement imposé lorsque la dalle et les colonnes sont massives. Pour des dalles d'épaisseur inférieure à 0.40 m, le moment M_{nb} reste faible quel que soit la dimension de la colonne.

4.5.2 Influence de la portée et du rapport des portées adjacentes

On a vu dans la section précédente que la portée de la dalle et le rapport entre deux portées adjacentes a un impact considérable sur l'intensité des moments de flexion dans le cas de charges verticales. Il n'en est pas de même pour les déplacements imposés comme l'illustre la figure 4.25. La variation du rapport Γ n'a aucune influence sur la valeur du moment de flexion. Cette conclusion peut aussi être faite en ce qui concerne une variation de la portée ℓ.

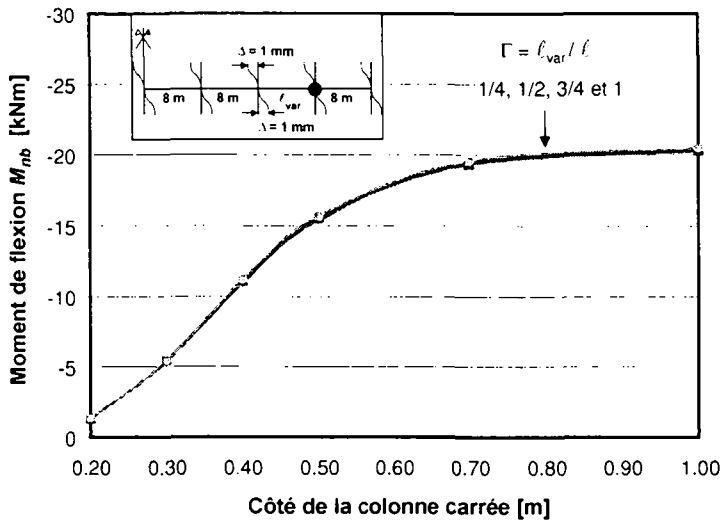


Figure 4.25: Moments de flexion pour la 1ère connexion intérieure en fonction de Γ avec une dalle 8/0.30 m

Pour bien comprendre pourquoi les moments de flexion M_{nb} ne sont pas influencés par la portée ℓ, il suffit de regarder la déformé de la dalle près des appuis. La figure 4.26 montre les déformations subies par une dalle suite à un déplacement horizontal des têtes de colonne (h = 0.3 m, c = 1.0 m). On constate que les courbures dans la dalle sont concentrées autour de la colonne. La flexion dans la dalle est alors très locale, ce qui explique le fait que les moments de flexion dans les colonnes ne sont pas influencés par la portée ℓ. Le moment de flexion non balancé M_{nb} d'une connexion n'est quasiment pas influencé par le déplacement horizontal des colonnes voisines. En autre terme, il n'est pas nécessaire de modéliser plusieurs champs de la dalle pour connaître M_{nb} en cas de déplacement imposé.

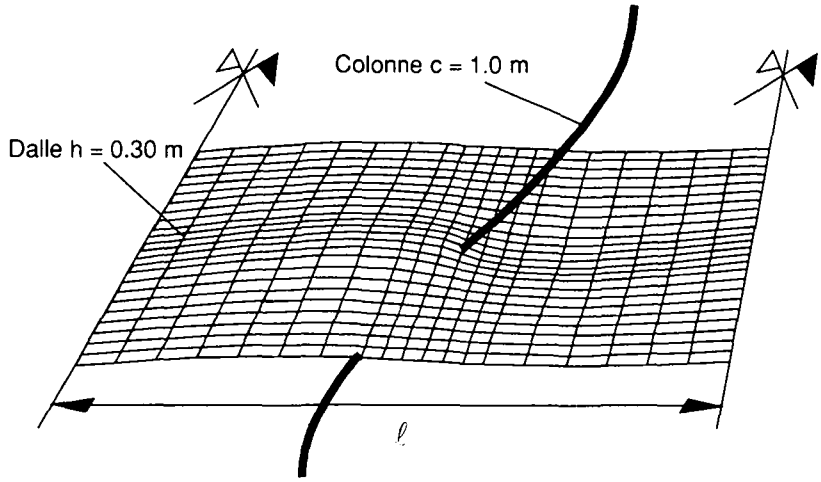


Figure 4.26: Déformation d'un champ de dalle suite à un déplacement horizontal des encastrements des colonnes pour une dalle de 0.30 m d'épaisseur et des colonnes de 1 m de côté

4.5.3 Influence de la hauteur de la colonne

La hauteur de la colonne H a une grande influence sur les moments de flexion dans le cas d'un déplacement imposé. En effet, pour une colonne bi-encastrée, les moments de flexion varient en fonction de $1 / H^2$ pour un déplacement Δ donné. Un doublement de la hauteur de la colonne diminue alors les moments de flexion d'un facteur quatre.

On peut donc s'attendre à un tel comportement dans le cas de l'étude paramétrique. Malheureusement, la règle n'est pas aussi simple puisqu'on a montré à la figure 4.26 que la dalle fléchit suite à un déplacement imposé. La colonne n'est donc pas totalement encastrée dans cette dernière. Les rotations sur appuis dépendent donc de la rigidité de la colonne. Plus la colonne est longue, plus les rotations sont faibles. Les moments ne varient alors pas en fonction de $1 / H^2$ si les conditions d'appuis changent avec H.

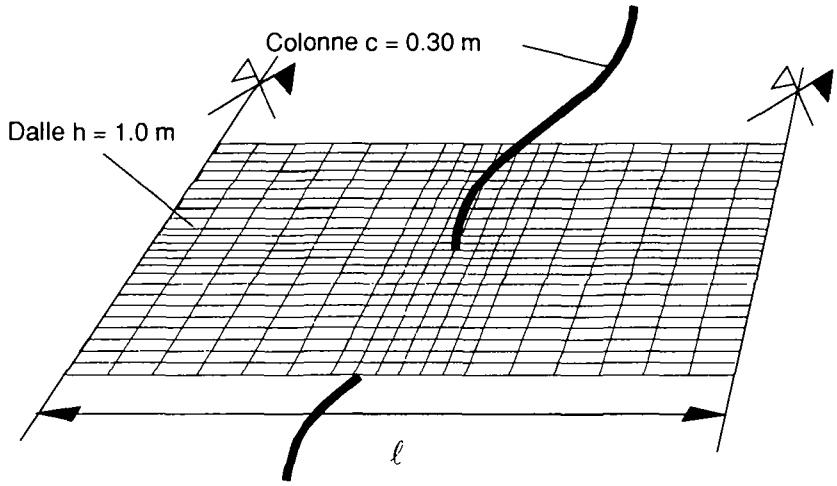


Figure 4.27: Déformation d'un champ de dalle suite à un déplacement horizontal des colonnes pour une dalle de 1.0 m d'épaisseur et des colonnes de 0.30 m de côté

Pour certains cas particuliers, la colonne peut être quasiment encastrée dans la dalle. La figure 4.27 montre le cas d'une colonne de 0.30 m de côté qui est quasiment encastrée dans une dalle de 1 m d'épaisseur. Dans ce cas, les moments varient en fonction de $1 / H^2$ puisque les conditions d'appuis se rapprochent de celle d'une poutre bi-encastrée.

4.6 Discussion des résultats et synthèse

L'étude paramétrique a permis de connaître l'intensité du moment de flexion transmis par la dalle aux colonnes pour des charges verticales et des déplacements imposés. L'intensité de ce moment varie en fonction d'une multitude de paramètres. Chacun des paramètres les plus influents a été passé en revue dans ce chapitre. La notion d'excentricité relative de la force η, définie par l'équation 4.8, permet de connaître l'importance du moments de flexion non balancé M_{nb} par rapport à l'effort vertical V et à la dimension de la colonne c.

4.6.1 Charges verticales

Les charges verticales induisent des moments de flexion dans les colonnes. Ces moments dépendent principalement des paramètres suivants :

- L'épaisseur de la dalle et la dimension de la colonne ;
- La portée ;
- Le rapport entre deux portées adjacentes ;
- L'intensité des charges verticales ;
- La longueur de la colonne ;

Certains de ces paramètres sont imposés et d'autres sont plus ou moins libres pour un bâtiment donné. La longueur des colonnes et l'intensité des charges verticales sont, en principe, définies et ne peuvent pas être changées. Ce n'est pas le cas pour les autres paramètres qui peuvent être modifiés ou adaptés en fonction de certaines exigences prescrites par l'ingénieur. Le seul paramètre qui peut être modifié presque à tout moment, *c'est la dimension des colonnes.*

L'étude paramétrique a montré que les colonnes de petites dimensions ($c \leq 0.30$m) sont particulièrement intéressantes dans le cas du poinçonnement excentré. En effet, les moments de flexion transmis à la connexion sont faibles et surtout l'excentricité relative de la force η est très faible. L'utilisation de telles colonnes permet d'obtenir un effort quasiment centré et ceci quelle que soit la géométrie de la dalle. Dans la mesure du possible, il est intéressant d'utiliser des colonnes en BHP avec de forts taux d'armature afin de réduire au maximum la dimension des colonnes.

L'excentricité relative η est maximum pour des colonnes de dimensions moyennes ($0.50\text{m} \leq c \leq 0.70\text{m}$) même si le moment est maximum pour des colonnes plus massives.

Des portées inégales de part et d'autre d'une colonne constituent la configuration géométrique donnant les moments de flexion maximum. Pour les configurations investiguées, le moment et l'excentricité sont maximum pour un rapport de deux portées adjacentes Γ de ½ voir ¼. Dans ce cas, l'excentricité relative peut atteindre environ $\eta = 0.40$ pour des colonnes de 0.50 m.

Dans le cas de charges verticales, le moment dans les colonnes est directement lié à la rotation de la dalle sur les porteurs verticaux. L'utilisation de surépaisseur de la dalle ou de précontrainte permet de réduire les déformations et, par conséquent, les rotations sur les appuis. Les renforcements de la dalle ou la précontrainte sont alors particulièrement efficaces pour diminuer les moments de flexion dans les colonnes de bâtiment.

4.6.2 Déplacements imposés

Dans le cas des déplacements imposés, on a vu que les moments de flexion dans les colonnes dépendent principalement de 3 paramètres :

- L'épaisseur de la dalle ;
- La dimension de la colonne ;
- La hauteur de la colonne.

Plus les éléments constituant la connexion sont rigides, plus les moments de flexion sont importants. Dans les cas où la dalle a une épaisseur inférieure à 0.40 m, les moments de flexion sont négligeables et ceci quelle que soit la dimension des colonnes.

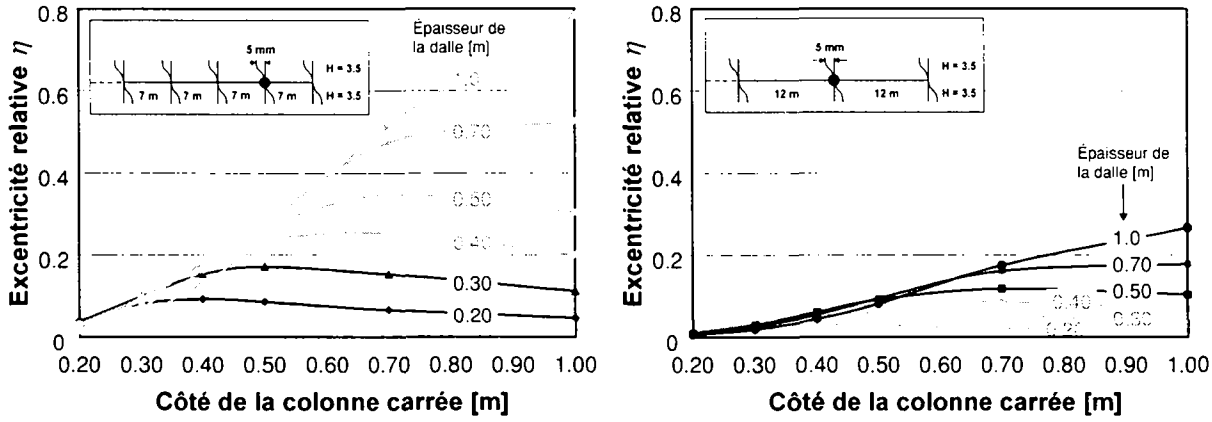
Par contre, pour des dalles épaisses ($h \geq 0.50$ m) supportées par des colonnes massives ($c \geq 0.50$ m), le moment de flexion M_{nb} peut atteindre des valeurs importantes en cas de déplacement imposé. L'abaque donné à la figure 4.24 (p. 128) permet d'estimer rapidement ce moment en fonction du déplacement imposé et une hauteur de colonne $H = 3.5$ m. Le déplacements imposés est de 1 mm pour chacune des deux colonnes. Le calcul ne tient pas compte d'une éventuelle fissuration de la dalle ou de la colonne (calcul élastique linéaire).

Il faut néanmoins dire que les excentricités relatives engendrées par les déplacements imposés sont le plus souvent relativement faibles. En effet, les moments de flexion dans les colonnes sont importants seulement pour les dalles d'épaisseur supérieure ou égale à 0.50 m. Si la dalle a une telle épaisseur, c'est en principe dû au fait que les charges ou les portées sont grandes. Dans ce cas, l'effort vertical V introduit dans la colonne est alors aussi très important.

Pour donner un ordre de grandeur de ce que peut valoir l'excentricité relative de la force dans le cas de déplacements imposés, prenons le cas d'un bâtiment extrême où la distance au point fixe vaut 50 m :

- Colonnes : $H = 3.5$ m
- Charges de dimensionnement V_d : les même que pour l'étude paramétrique (fig. 4.12)
- Distance au point fixe : $\ell_{pf} = 50$ m (long bâtiment sans joint)
- $\Delta\varepsilon = 0.1$ ‰, correspond à une différence de température de 10°C entre deux dalles
- Coefficient partiel de sécurité de 1.0 pour le moment de flexion M_{nb} provenant des déplacements imposés (voir p. 117)

La figure 4.28 montre l'excentricité relative η pour deux différentes portées ℓ de la dalle. Cette figure est basée sur les résultats obtenus à la figure 4.24. On constate que la portée de la dalle a une grande influence sur l'excentricité η puisque l'effort V_d augmente en fonction de ℓ^2 tandis que le moment M_{nb} ne dépend pas de ℓ pour un déplacement imposé. Pour des cas pratiques, l'excentricité relative reste faible puisque pour des portées de 7 m l'épaisseur de la dalle reste le plus souvent modérée. Les courbes en noir sur la figure 4.28a montre des épaisseurs de dalle conventionnelles pour une portée de 7 m. Dans ce cas, l'excentricité relative vaut $\eta \leq 0.2$, ce qui est également le cas pour des portées de 12 m.



a) Portée $\ell = 7$ m *b) Portée $\ell = 12$ m*

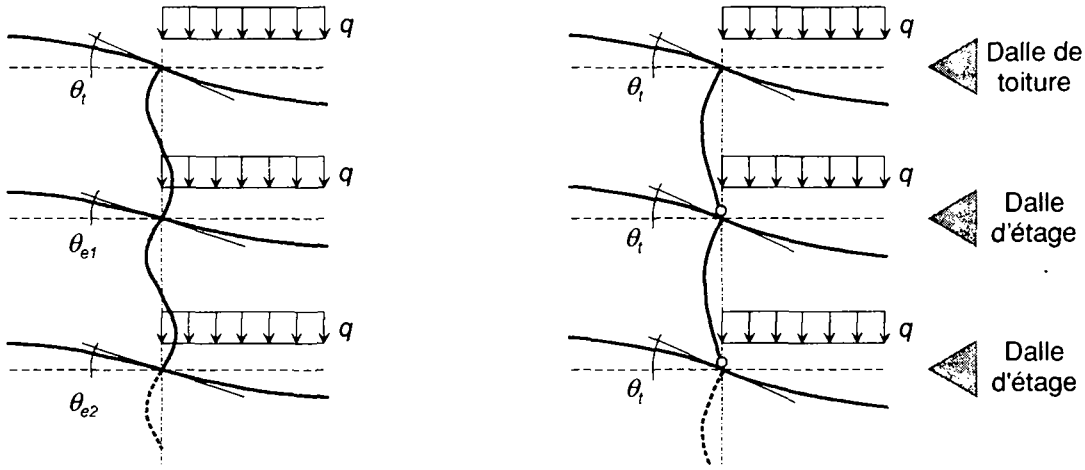
Figure 4.28: Excentricité relative η dans le cas d'un déplacement imposé pour deux portées de dalle différentes. Hypothèse : $\Delta\varepsilon = 0.1$ ‰ , $\ell_{pf} = 50$ m, $H = 3.5$ m, $E^* = 11$ kN/mm^2. Les courbes en noire correspondent aux épaisseurs de dalle normalement rencontré pour une portée ℓ donnée

Cet exemple montre que l'excentricité relative de la force reste faible même pour des cas de longs bâtiments sans joint de dilatation dont les éléments sont massifs.

Les courbes en gris clair de la figure 4.28a montrent que l'excentricité relative de la force peut atteindre $\eta = 0.8$. Cette valeur est importante, mais il faut bien réaliser qu'il est peu courant d'avoir des dalles de 1 m d'épaisseur pour une portée de 7 m. Dans un tel cas, la charges utile sur la dalle sera certainement plus grande que celle admise dans cette étude (3.0 kN/m2) et par conséquent l'excentricité relative va diminuer fortement (V augmente avec la charge utile mais M_{nb} reste inchangé).

4.6.3 Dalle de toiture ou colonnes munies d'une rotule

Dans le cas d'une dalle de toiture ou de colonnes munies d'une rotule, la dalle transmet un moment de flexion non balancé M_{nb} plus faible que dans le cas d'une dalle étage. En effet la dalle de toiture est liée seulement à une colonne inférieure ce qui rend la connexion plus souple. La figure 4.29a met en évidence le fait que pour une charge q identique appliquée de façon asymétrique, la rotation de la dalle de toiture est plus importante que celle des dalles d'étage ($\theta_t > \theta_{e1} > \theta_{e2}$). Dans le cas de colonnes préfabriqués munies d'une rotule (voir détail fig. 4.1, p. 106), la figure 4.29b montre qu'il n'y a pas de différence de rotation entre la dalle de toiture et les dalles d'étage.



a) Colonnes liées de façon monolithique aux dalles ($\theta_t > \theta_{e1} > \theta_{e2}$)

b) Colonnes préfabriquées avec une rotule au niveau du pied de colonne (θ_t identique)

Figure 4.29: Dalle de toiture ou dalles d'étage composées respectivement d'une connexion d'une ou de deux colonnes. La déformée est obtenue pour une charge identique q placée de façon asymétrique autour des colonnes

Pour une dalle de toiture ou des colonnes préfabriquées, on pourrait penser que le moment de flexion non balancé M_{nb} est environ deux fois moins élevé que dans le cas d'une dalle d'étage puisque le moment est transmis à une seule colonne. Une série de calculs a été effectuée pour une dalle connectée seulement à des colonnes inférieures. On définit le rapport suivant :

$$\Lambda = \frac{M_{nb2}}{M_{nb1}} \tag{4.9}$$

avec M_{nb1} = *moment non balancé transmis à une connexion composée d'**une** colonne*

M_{nb2} = *moment non balancé transmis à une connexion composée de **deux** colonnes*

Les résultats montrent que le rapport Λ est le plus souvent inférieur à 2 et peut, dans certains cas, atteindre l'unité. La rotation subie par une connexion composée de deux colonnes est plus

faible que celle composée d'une seule colonne, comme illustré à la figure 4.30. Cette figure permet de comprendre intuitivement les deux cas extrêmes suivants :

1. Dalle très épaisse et colonnes élancées : la rotation de la dalle sur appuis n'est pas influencée pas la rigidité des colonnes alors $\theta_1 = \theta_2$ et $\Lambda = 2$;
2. Dalle mince et colonnes trapues : La rotation de la dalle sur appuis est directement proportionnelle à la rigidité des colonnes, alors $\theta_1 = 2 \cdot \theta_2$ et $\Lambda = 1$.

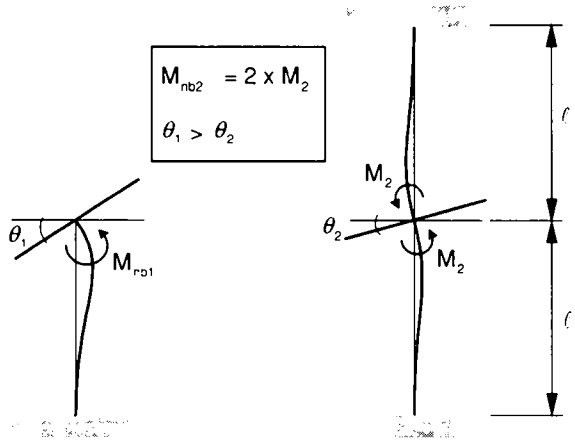


Figure 4.30: Différence de rotation de la dalle sur appuis suivant le nombre de colonne composant la connexion

La figure 4.31 donne le rapport Λ pour le cas de charges verticales en fonction de l'épaisseur de la dalle et de la dimension de la colonne. Cette figure montre que le rapport Λ vaut 2 seulement dans le cas d'une dalle de 1.0 m connectée à des colonnes de 0.20 m. Pour tous les autres cas, la valeur de Λ est inférieure à 2. Le rapport Λ peut avoir la valeur extrême de 1 dans les cas où la dalle est mince et les colonnes sont trapues. Dans ce cas, l'intensité du moment transmis dans la connexion est la même qu'il y ait une ou deux colonnes, car le fait qu'il y a une seule colonne empêche toute rotation angulaire en tête de colonne.

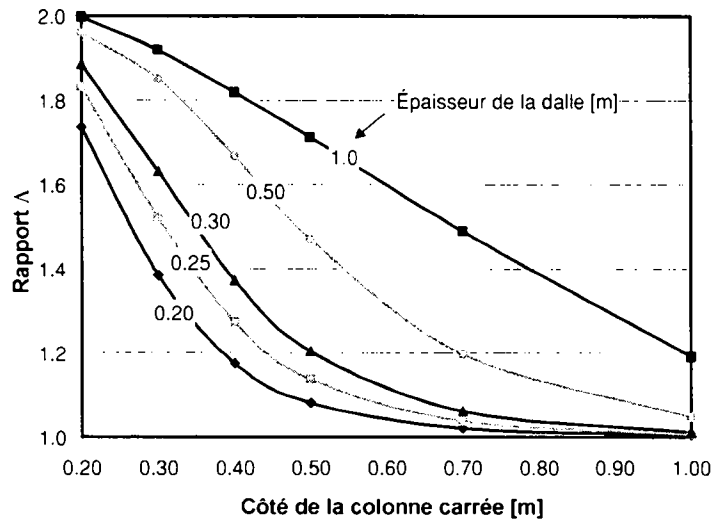


Figure 4.31: Rapport Λ pour le cas de charges verticales

La figure 4.32 donne le rapport Λ pour le cas d'un déplacement imposé en fonction de l'épaisseur de la dalle et de la dimension de la colonne. La tendance est la même que pour les charges verticales, c'est à dire que le rapport Λ est presque toujours plus petit que 2.

Dans ce cas, la figure 4.27 a mis en évidence le fait que la rotation sur appuis subie par une dalle très épaisse soutenue par des colonnes élancées est quasiment nulle. Par conséquent, la colonne est encastrée dans la dalle. Il est alors logique de conclure que les moments de flexion sont deux fois plus importants pour une connexion de deux colonnes que d'une seule. Dans les autres cas, le rapport est plus faible que 2. Ce rapport peut atteindre 1.1 pour une dalle de 0.20 m d'épaisseur et une colonne de 0.60 m.

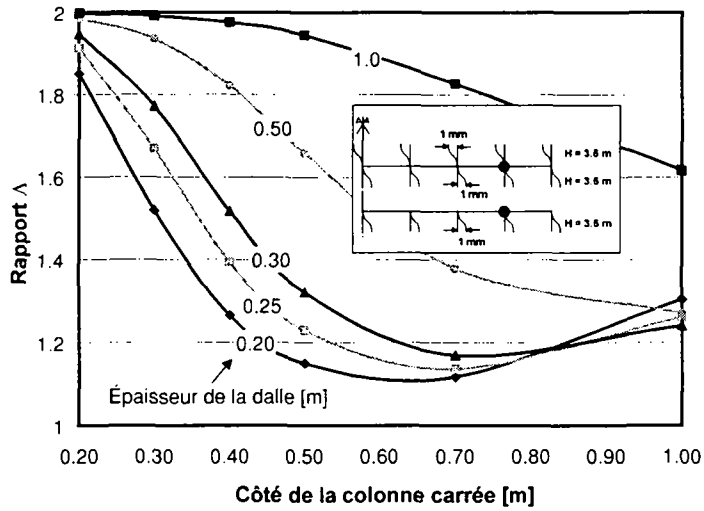


Figure 4.32: Rapport Λ pour le cas d'un déplacement imposé en tête de colonne

4.6.4 Fissuration

Les résultats de l'étude paramétrique ont été obtenus à l'aide d'un calcul purement élastique linéaire. Il est néanmoins intéressant de se prononcer sur l'influence d'une fissuration sur l'intensité des efforts dans les colonnes. Il a déjà été mentionné dans l'introduction de ce chapitre que la fissuration de la colonne dépend de l'interaction entre le moment de flexion et l'effort vertical. Puisque l'effort normal dépend fortement de la position de la colonne dans le bâtiment (en plan et en élévation), il a été décidé de ne considérer que la fissuration de la dalle.

Pour un plancher-dalle, la fissuration apparaît en premier lieu à proximité des porteurs verticaux avec l'augmentation de la charge verticale. Les moments de flexion négatifs dans cette région sont élevés mais décroissent très rapidement en fonction de la distance depuis le centre de la colonne. Il semble donc raisonnable de ne considérer qu'une zone fissurée de 0.1 ℓ autour des porteurs verticaux. Cette fissuration provoque une diminution de la rigidité de la dalle et, par conséquent, réduit l'efficacité de la connexion dalle-colonne. La figure 4.33

montre une relation moment / courbure d'une section en béton armé pour le cas de flexion simple.

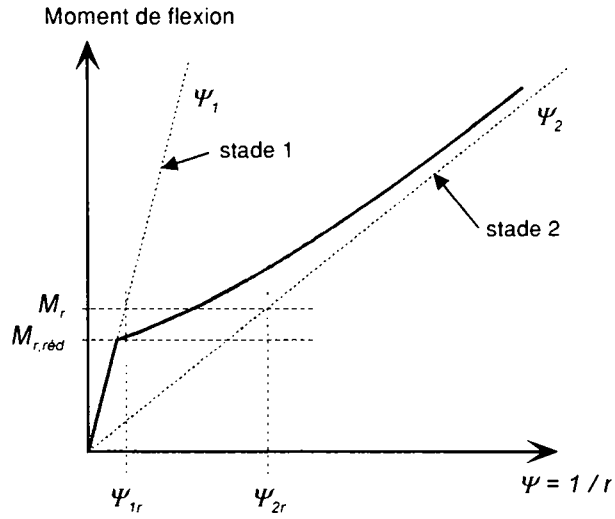


Figure 4.33: Relation moment / courbure pour le cas de flexion simple

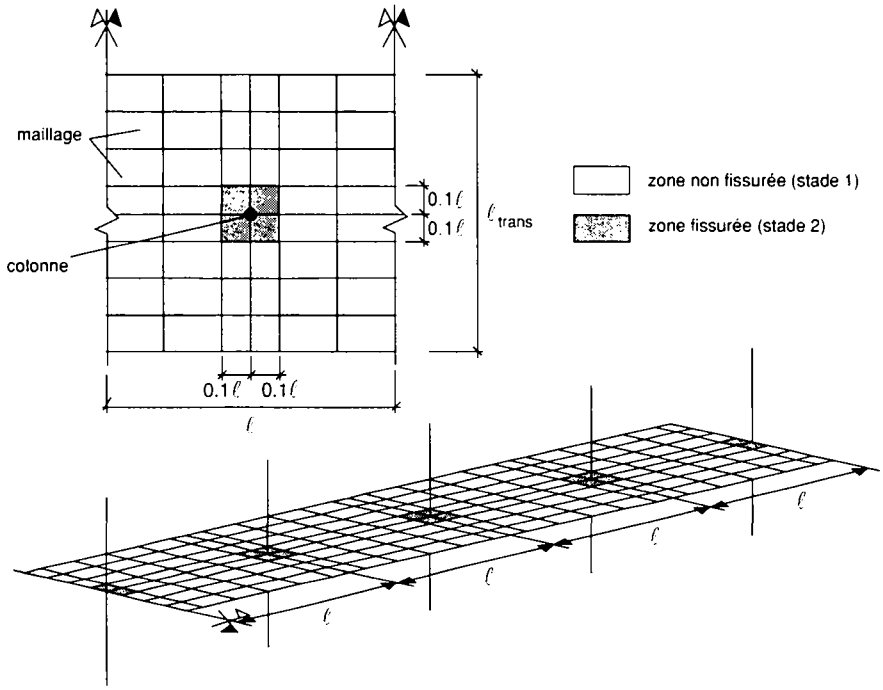


Figure 4.34: Définition des zones fissurées autour de chaque colonne

Le stade 1 correspond à la rigidité de la dalle en phase élastique linéaire (sans fissuration). Le stade 2 correspond à la rigidité en phase de fissuration stabilisée sans tenir compte de la participation du béton tendu. Dans le cadre de cette étude, le stade 2 est considéré comme une borne supérieure de la réduction de la rigidité suite à une fissuration sur appuis. Il est à noter que la réduction de la rigidité est appliquée de façon uniforme sur toute une surface de 0.1 ℓ autour de la colonne. Pour être tout à fait rigoureux, la rigidité devrait être adaptée en fonction de la variation des efforts autour de la colonne. Cette façon de pratiquer exigerait un

fastidieux calcul pas à pas. L'approche choisie exagère grandement la réduction de la rigidité dans le champ de 0.1 x 0.1 ℓ. Les résultats ci-dessous sont alors à prendre comme une borne supérieur à la réduction due à la fissuration. La figure 4.34 montre la structure étudiée avec les zones de 0.1 ℓ autour de chaque colonne.

Le tableau 4.3 donne les rigidités de la dalle en stade 1 et en stade 2 (sans participation du béton tendu) pour trois épaisseurs de dalles différentes. Le taux d'armature est admis à 0.8 % pour chacune de ces trois sections. Il est à noter que plus la section est élancée plus la réduction de la rigidité est importante. L'épaisseur réduite h_{red} dans la zone fissurée est calculée d'après l'équation 4.10.

$$\frac{h}{h_{red}} = \sqrt[3]{\frac{EI_1}{EI_2}} \tag{4.10}$$

Le rapport des rigidités EI_1 / EI_2 est relativement variable d'une section à l'autre : Par contre, la racine cubique du rapport des rigidités $\sqrt[3]{\frac{EI_1}{EI_2}}$ (équ. 4.10) ne varie que faiblement. La réduction de l'épaisseur h_{red} dans la zone fissurée a été admise à h / 1.5 et ceci quelle que soit l'épaisseur de la dalle.

Tableau 4.3: Rigidité en stade 1 et stade 2 pour trois différentes épaisseurs de dalle pour un taux d'armature de 0.8 %

Epaisseur de la dalle h [m]	**Stade 1 EI_1 [kNm^2]**	**Stade 2 EI_2 [kNm^2]**	$\frac{EI_1}{EI_2}$	$\sqrt[3]{\frac{EI_1}{EI_2}}$
0.30	88'000	25'000	3.5	1.5
0.50	400'000	120'000	3.3	1.5
1.0	3'200'000	1'100'000	2.9	1.4

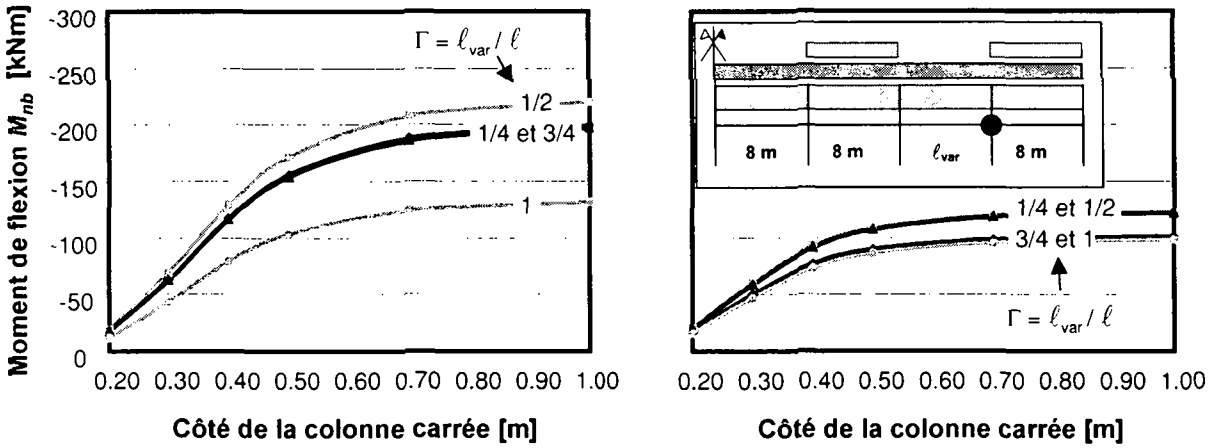
Cas des charges verticales

Pour voir l'influence de la fissuration dans le cas de charges verticales, prenons la situation la plus défavorable étudiée : les portées adjacentes différentes. La figure 4.35 donne le moment de flexion transmis dans la 1ère connexion intérieure pour deux différentes rigidités de la zone 0.1 ℓ. Le cas *a)* correspond à une dalle d'épaisseur constante (voir aussi fig. 4.20), le cas *b)* correspond à une réduction de l'épaisseur de h / 1.5 dans la zone 0.1 ℓ.

Une variation de l'épaisseur autour de la colonne a une grande influence sur l'intensité du moment de flexion, surtout pour des colonnes de dimensions supérieures à 0.30 m. La réduction du moment dépend du rapport Γ et de la dimension de la colonne. En cas fissuration de la dalle, la réduction du moment est au maximum de 1.3 pour Γ = 1 mais peut atteindre

environ 2.0 pour $\Gamma = ½$. Il est à noter que le moment de flexion dans la colonne varie peu en fonction du rapport des portées adjacentes Γ quand la dalle est fissurée.

Les moments de flexion sont donc passablement influencés par une fissuration de la dalle autour des colonnes. *Selon les hypothèses avancées, on peut considérer que la réduction atteint environ un facteur 1.5 à 2.*

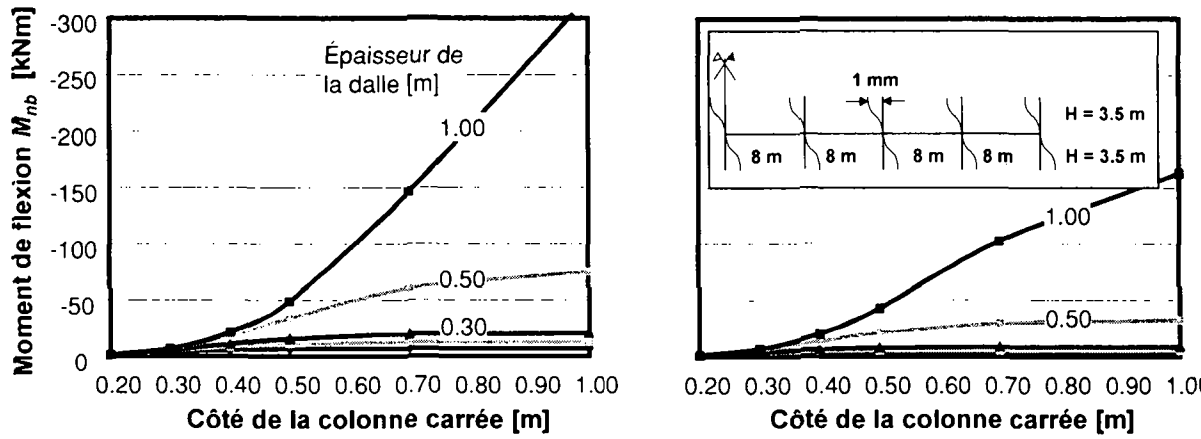


a) Elastique *b) Zone 0.1 ℓ en stade 2*

Figure 4.35: Moments de flexion pour la 1ère connexion intérieure pour deux différentes rigidités de la zone 0.1 ℓ dans le cas de charges verticales (dalle 8/0.30 m)

Cas d'un déplacement imposé

Pour voir l'influence de la fissuration dans le cas d'un déplacement imposé prenons le cas d'une dalle de 8 m et des colonnes de 3.5 m de hauteur (cas de la fig. 4.24). La figure 4.36 montre les deux mêmes cas précédemment décrits.



a) Elastique *b) Zone 0.1 ℓ en stade 2*

Figure 4.36: Moments de flexion pour les connexions intérieures pour trois différentes rigidités de la zone 0.1 ℓ pour un déplacement imposé de 1 mm

La réduction de la rigidité a aussi une influence marquée sur l'intensité des moments de flexion. Dans le cas des dalles d'épaisseur modérée, les moments deviennent très faibles voire quasiment nuls. Pour les dalles de 0.50 m et 1.0 m d'épaisseur, les moments diminuent aussi de façon importante. La diminution par rapport au cas non fissuré atteint environ 1.5 à 2. Les moments de flexion sont donc passablement influencés par une fissuration de la dalle autour des colonnes comme dans le cas des charges verticales. *Selon les hypothèses avancées, on peut considérer que la réduction atteint environ un facteur 1.5 à 2.*

4.7 Répercutions pour le dimensionnement selon Code Modèle CEB – FIP 1990

La notion d'excentricité relative η ne permet pas de dire vraiment si l'effet d'un moment de flexion est vraiment préjudiciable à la résistance au poinçonnement. Dans le chapitre 3, on a montré que le Code Modèle CEB – FIP 1990 [20], les normes BS 8110 [17] et ACI 318 [4] permettent de prédire de façon satisfaisante la réduction de la charge ultime au poinçonnement en présence d'un moment de flexion. Ces normes utilisent une relation qui permet de distinguer la contribution de l'effort vertical V et celle du moment de flexion non balancé M_{nb}. Pour le Code Modèle CEB – FIP 1990, l'équation 4.11 est décrit au paragraphe 2.3.1 :

$$\tau_{sd} = \tau_{V} + \tau_{M} = \frac{V}{u \cdot d} + \frac{KM_{nb}}{W \cdot d} \qquad (4.11)$$

$$\alpha = \tau_{M} / \tau_{V} \qquad (4.12)$$

On définit aussi le rapport $\alpha = \tau_{M} / \tau_{V}$ qui donne la contribution du moment de flexion par rapport à celle de l'effort vertical pour la résistance au poinçonnement. *Il est à noter que la partie du moment non balancé qui n'est pas prise en compte pour les contraintes de cisaillement τ_{sd}, c'est-à-dire (1 - K) M_{nb}, doit être reprise par l'armature de flexion de la dalle afin de respecter l'équilibre.*

4.7.1 Charges verticales

Portée constante ℓ

La figure 4.37 donne le rapport α pour une dalle de 8 m de portée en fonction de l'épaisseur de la dalle et de la dimension de la colonne. Les tendances et la forme en « cloche » des courbes rappellent celles de l'excentricité relative de la force de la figure 4.18. Le rapport τ_{M} / τ_{V} atteint au maximum 0.2 pour une dalle de 0.20 m et pour une colonne de 0.45 m de côté.

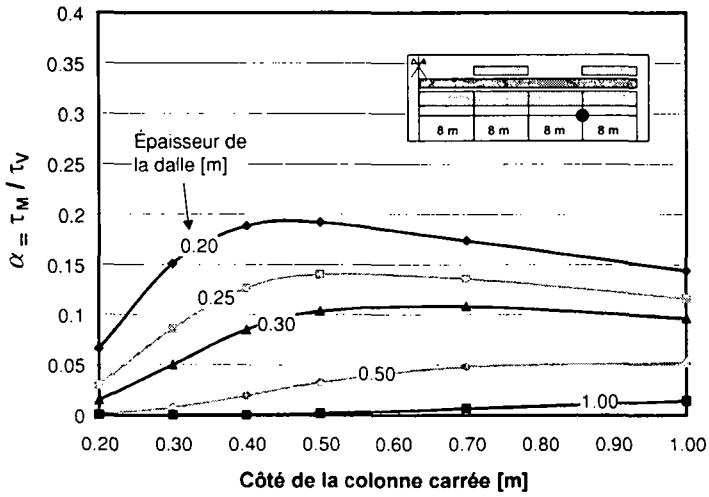


Figure 4.37: Rapport α selon le Code Modèle CEB – FIP 1990 [20] pour la 1ère connexion intérieure pour des portées de 8 m constante

La figure 4.38 donne le rapport α pour les trois dalles du tableau 4.2 (p. 114). Ce rapport est faible pour les petites colonnes ($c \leq 0.30$ m) et maximum pour les colonnes de dimensions moyennes ($0.50 \text{ m} \leq c \leq 0.70$ m). On note toutefois peu de différence de comportement entre les trois dalles. Le rapport α atteint au maximum 0.12 pour la 1ère connexion intérieure et cela presque indépendamment de la portée de la dalle.

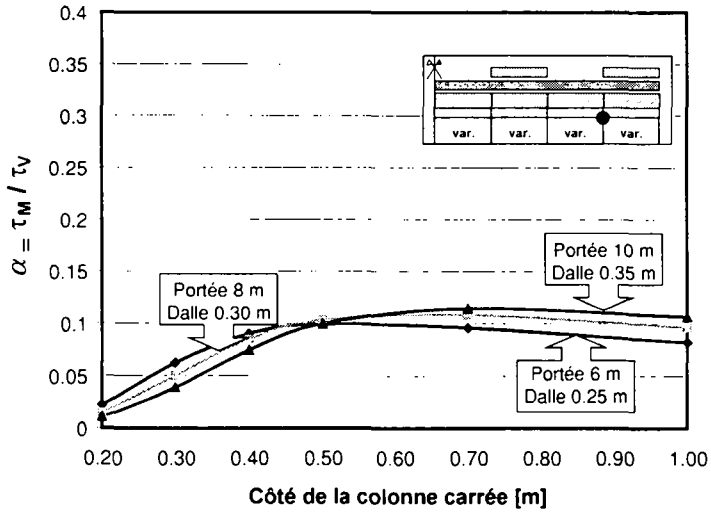


Figure 4.38: Rapport α pour la 1ère connexion intérieure pour les trois dalles du tableau 4.2 (p. 114)

Les figures ci-dessus sont toutes données pour la 1ère connexion intérieure. Il est intéressant de voir ce que vaut ce rapport dans le cas d'une colonne intérieure ordinaire. La définition d'une colonne ordinaire est donnée à la figure 4.4 (p. 109). La figure 4.39 donne le rapport α pour de telles colonnes ordinaires. Il n'y a pas de différence de comportement notable entre les trois dalles. Le rapport maximum vaut environ $\alpha = 0.07$ pour des colonnes de dimensions moyennes. Ce rapport est alors faible dans le cas de colonnes intérieures ordinaires dont la portée ℓ est identique dans toutes les directions.

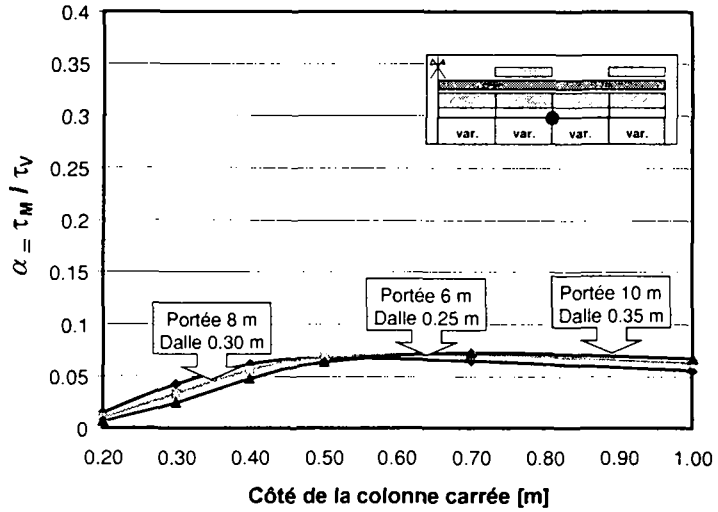
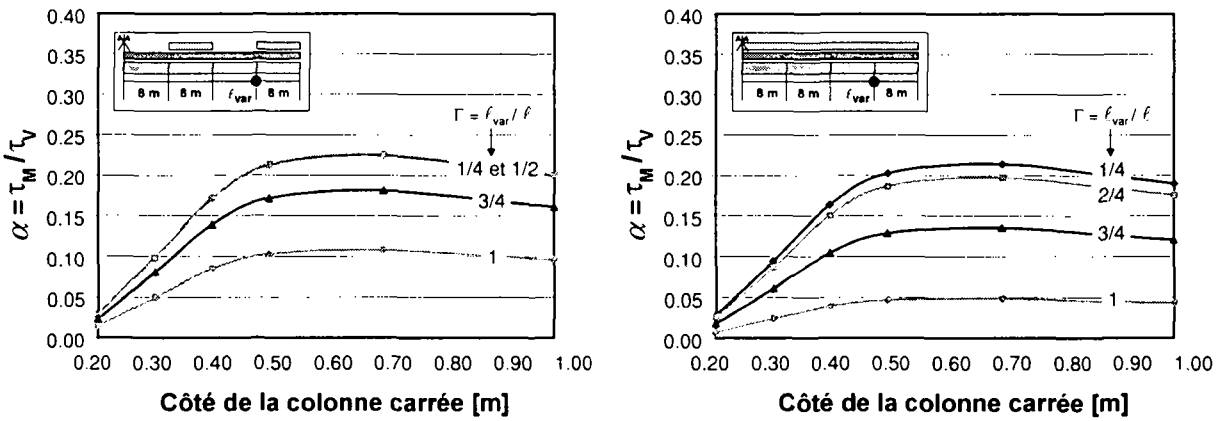


Figure 4.39: Rapport α pour des connexions de colonnes intérieures ordinaires pour les trois dalles du tableau 4.2

Portées adjacentes différentes

La figure 4.40a donne le rapport α pour différents rapports Γ avec une dalle 8 / 0.30 m. La courbe inférieure ($\Gamma = 1$) est la même que celle de la figure 4.38 pour $h = 0.30$ m. Le rapport α varie passablement avec le rapport des portées adjacentes Γ. Cela s'explique par le fait que pour une diminution du rapport Γ, le moment augmente (fig. 4.20) mais l'effort vertical diminue (la surface d'influence de la colonne diminue). Dans ce cas, le rapport α est maximum pour la portée ℓ_{var} la plus faible ($\Gamma = ¼$). Le rapport α atteint 0.23 pour des colonnes de dimensions moyennes (0.50 m $\leq c \leq$ 0.70 m). L'utilisation de colonnes de petites dimensions ($c \leq 0.35$ m) permet dans tous les cas d'obtenir un rapport $\alpha \leq 0.15$.



a) Charges utiles placées de façon asymétrique

b) Charges utiles uniformément réparties

Figure 4.40: Rapport α en fonction du rapport Γ pour la 1ère connexion intérieure avec une dalle 8/0.30 m

La figure 4.40b présente l'influence d'une charge utile placée non pas de façon asymétrique mais uniformément répartie sur toute la dalle. Ce graphique doit être comparé à celui de la figure 4.40a. On constate que pour un rapport $\Gamma = 1$, l'influence d'une charge placée de façon asymétrique est grande puisque le rapport α passe de 0.05 à 0.11. Par contre, pour des rapports $\Gamma = ½$ ou ¼, le rapport α est quasiment le même pour une disposition de la charge utile asymétrique ou uniforme.

Pour les cas étudiés, la contrainte totale τ_{sd} est toujours plus élevée pour une charge utile disposée uniformément sur la surface de la dalle que si elle est placée de façon asymétrique. En effet, pour une charge utile asymétrique, la contrainte τ_l diminue plus rapidement que la contrainte τ_M n'augmente par rapport au cas où la charge est uniformément répartie. Pour les configurations testées dans cette étude paramétrique, il n'est pas nécessaire de disposer les charges de façon asymétrique pour évaluer la résistance au poinçonnement. Ceci reste aussi valable pour des charges utiles très importantes supérieures à celles données par la norme suisse SIA 160 [138] de 5 kN/m^2. *Pour évaluer la résistance au poinçonnement excentré, les charges utiles doivent être placées uniformément sur la dalle pour tous les cas de figure rencontrés.*

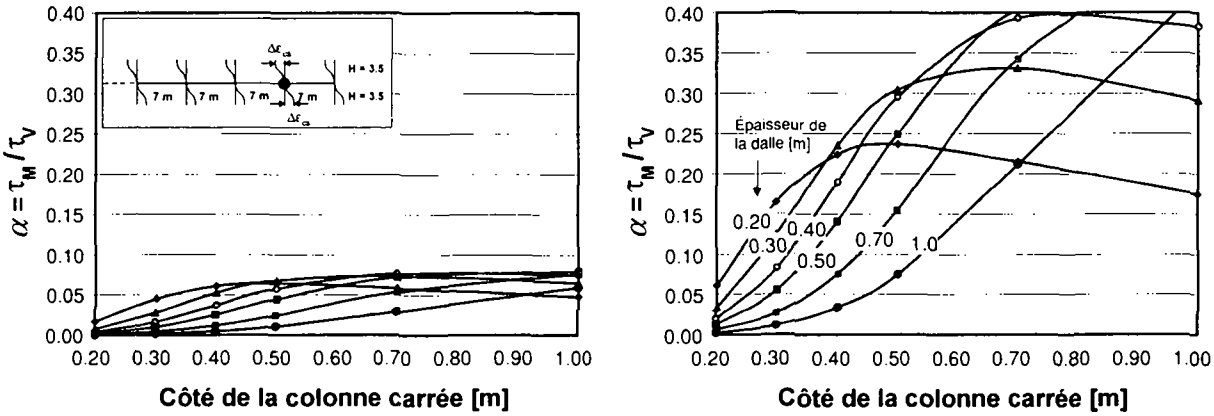
4.7.2 Retrait de dessiccation

Dans le cas de déplacements imposés, le rapport α est fortement tributaire de la portée ℓ et des charges verticales de dimensionnement. La figure 4.28 (p. 133) a mis en évidence le fait que l'excentricité relative diminue fortement en fonction de la portée de la dalle pour des charges utiles identiques. Les figures présentées ci-dessous sont données alors pour une faible portée ℓ de 7 m afin de regarder le cas le plus défavorable.

Dans le cas du retrait de dessiccation, le déplacement différentielle entre deux dalles est fortement tributaire de deux paramètres principaux : l'épaisseur de la dalle et l'intervalle de bétonnage entre deux dalles successives. En effet, le retrait de dessiccation à une cinétique est, dans le temps, beaucoup plus lente pour des dalles épaisses (voir fig. 4.13, p.116) que pour des dalles fines. D'un autre côté, les moments de flexion M_{nb} augmentent fortement en fonction de l'épaisseur de la dalle pour des déplacements imposés (fig. 4.24, p. 128). La figure 4.41 donne le rapport α pour deux intervalles de bétonnage différents dans le cas d'un retrait de dessiccation d'un très long bâtiment ($\ell_{pf} = 50$ m). Un coefficient de sécurité partiel de 1.0 est appliqué au moment de flexion M_{nb} provenant d'actions indirectes. Ce choix ressort des discutions menées au paragraphe 4.3.3 sur la prise en compte des déformations imposées (p. 117). Le premier intervalle est de 28 jours et correspond à un maximum pour un chantier avec une cadence normale de bétonnage. Le deuxième intervalle est de un an et correspond au cas où le chantier a subi une interruption prolongée. Dans les deux cas, les charges verticales de la figure 4.12 (p. 115) sont appliquées sur une dalle dont la portée est de 7 m. Il faut toujours garder à l'esprit que le coefficient α diminuerait d'un facteur 4, si la portée était de

14 m. Le retrait de dessiccation est calculé d'après les équations de la norme SIA 162 [139] sur la base d'hypothèses défavorables (consistance molle, humidité relative 50 %).

La figure 4.41a met en évidence que le coefficient α reste toujours très faible pour un intervalle de bétonnage de 28 jours et cela même pour des dalles très épaisses. Pour ces dalles, le retrait différentiel reste très faible sur une telle période. Par contre, dans le cas d'une interruption de chantier d'une année, ce retrait différentiel peut devenir important. La figure 4.41b montre que le coefficient α peut atteindre plus de 0.4. Les valeurs maximum sont atteintes pour des dalles dont l'épaisseur est d'environ 0.50 m.



a) Intervalle de bétonnage de 28 jours *a) Intervalle de bétonnage d'une année*

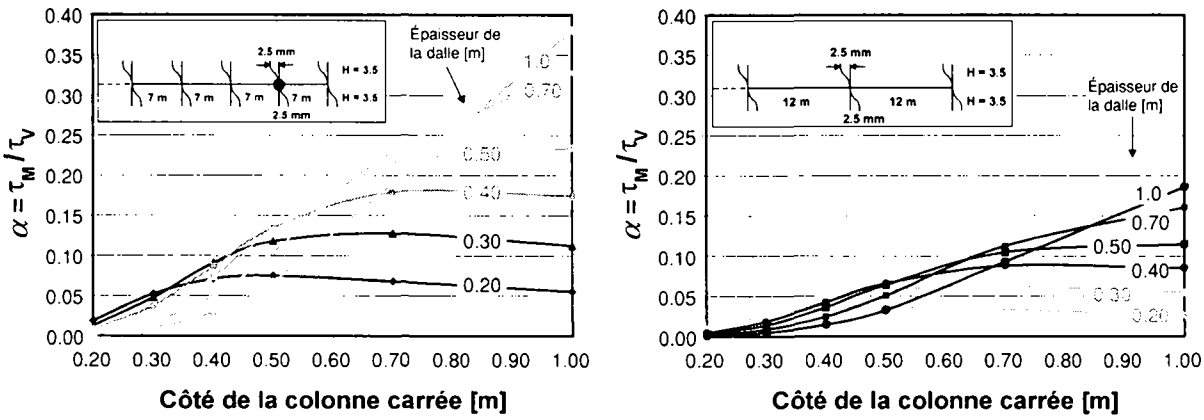
Figure 4.41: Rapport α pour deux intervalles de bétonnage différentes des dalles. Conditions : $\ell = 7$ m, $\ell_{pf} = 50$ m, $E^* = 11$ kN/mm^2, fonction retrait selon la SIA 162, conditions défavorables du béton (consistance molle, humidité relative de l'air 50 %)

La figure 4.41 permet de montrer que le retrait de dessiccation donne des sollicitations très faibles dans le cas du poinçonnement, même pour des bâtiments très longs sans joint, pour autant que le chantier ne soit pas interrompu. Dans le cas d'un intervalle de bétonnage prolongé entre deux dalles successives (arrêt du chantier), il est impératif de considérer le cas du retrait de dessiccation pour le dimensionnement au poinçonnement de long bâtiment sans joint.

4.7.3 Différence de température

Pour le cas de déplacements imposés dues à une différence de température entre deux dalles, on considère les hypothèses suivantes :

- Le module d'élasticité ajusté définit à l'équation 4.2 (p. 116) est donné par $E^* = 2/3E$ pour le cas d'une différence de température saisonnière ;
- La différence de température est de 10°C entre deux dalles successives. La connexion est composée de deux colonnes ;
- Distance au point fixe est de $\ell_{pf} = 30$ m.



a) Portée ℓ = 7 m *a) Portée ℓ = 12 m*

Figure 4.42: Rapport α pour deux différentes portées ℓ. Conditions : ℓ_{pf} = 30 m, ΔT = 10°C, E^* = 22 kN/mm^2. Les courbes en noire correspondent aux épaisseurs de dalle normalement rencontrées pour une portée ℓ donnée

La figure 4.42 donne le coefficient α pour deux dalles de portée différentes. On constate que ce coefficient peut atteindre des valeurs très élevées dans le cas de faible portée (ℓ = 7 m, fig. 4.42a). En pratique, l'épaisseur de la dalle est inférieure à 0.40 m pour des portées de 7 m. C'est pourquoi seules les dalles de moins de 0.40 m sont marquées en noire sur la figure 4.42a. On constate alors que le facteur α ne dépasse pas 0.15 pour de telles épaisseurs. C'est aussi le cas pour quasiment toutes les dalles de la figure 4.42b avec une portée de 12 m.

Pour les dalles connectées seulement à une colonne comme celle de toiture, le coefficient α est plus faible que montré ci-dessus. En effet, le moment de flexion non balancé M_{nb} est inférieur pour une connexion composée de une colonne que pour une connexion composé de deux colonnes et cette diminution peut être estimée à l'aide de la figure 4.32 (p. 136).

Le coefficient α est en principe inférieure à 0.15 pour des différences de température allant jusqu'à 10°C et pour des distances au point fixe inférieure à 30 m. Le rapport α peut devenir important pour des dalles épaisses avec de petites portées ou pour des distances au point fixe ℓ_{pf} supérieure à 30 m.

4.7.4 Coefficient β multipliant la charge verticale

L'Eurocode 2 [42] et la norme BS 8110 [17] donnent un coefficient β qui multiplie la charge V_{sd} afin tenir compte des moments de flexion pour le dimensionnement au poinçonnement. Ce coefficient vaut β = 1.15 pour toutes les colonnes intérieures. Dans le cas de notre étude β vaut alors (1 + α). Pour des portées ℓ constantes, le rapport β atteint au maximum 1.12 pour la 1ère connexion intérieure et 1.07 pour une colonne intérieure ordinaire. La limite β = 1.15 n'est par conséquent jamais dépassée. Par contre, pour des champs de dalle dont le rapport entre deux portées adjacentes vaut ½, β peut atteindre 1.22 suivant la dimension de la colonne.

Pour des champs de dalle très asymétriques ($\Gamma < 3/4$), il est donc nécessaire de tenir compte des moments de flexion M_{nb} pour l'évaluation de la résistance au poinçonnement. Une attention particulière doit être portée aux dalles élancées puisque le coefficient β augmente sensiblement avec l'élancement de la dalle. Le coefficient β augmente sensiblement lorsque la portée transversale diminue. Le cas le plus défavorable est donné pour un rapport des portées adjacentes Γ égal à ½ et une portée transversale très faible.

Pour les cas de déplacements imposés causés par le retrait de dessiccation, il n'est pas nécessaire d'en tenir compte pour le dimensionnement au poinçonnement pour autant qu'il n'y ait pas une interruption du chantier. *Dans le cas d'un intervalle de bétonnage prolongé entre deux dalles successives (arrêt du chantier), il est impératif de considérer le cas du retrait de dessiccation pour le dimensionnement au poinçonnement de long bâtiment sans joint.*

4.8 Conclusions et recommandations

Il n'est en principe pas nécessaire de connaître les moments de flexion dans les colonnes intérieures pour évaluer la résistance au poinçonnement des dalles de bâtiment, en présence de noyaux et de murs rigides. L'excentricité relative de la force reste le plus souvent faible et l'utilisation d'un coefficient unique multipliant la charge introduite dans la colonne permet de tenir compte de ce moment.

Tableau 4.4: Valeurs de β recommandées selon la position et la dimension de la colonne pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides (sans tenir compte des déplacements imposés)

		Côté de la colonne carrée [m]		
		$c = 0.20$	$0.20 < c \leq 0.30$	$c > 0.30$
Rapport des portées adjacentes de part et d'autre d'une colonne intérieure	$\Gamma = 1$	1.05* (1ère connexion intérieure)		1.10* (1ère connexion int.)
	$\Gamma \not< 3/4$	1.05	1.10	1.15
	$\Gamma < 3/4$	1.05	1.15	**Calcul du moment non balancé M_{nb}**

* *pour une colonne intérieure ordinaire, le coefficient peut être pris à $\beta = 1.00$*

Le coefficient $\beta = 1.15$ défini par l'Eurocode 2 [42] ou la norme BS 8110 [17] permet de prendre en compte les effets de l'excentricité de la charge pour une grande majorité des colonnes intérieures de bâtiment. Ce facteur est valable dans les limites données au

tableau 4.4 pour le cas de charges verticales. Ce tableau donne les valeurs de β recommandées suivant la position et la dimension de la colonne pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides. Dans le cas de colonnes carrées de 0.2 m, le facteur β peut être réduit à 1.05 dans tous les cas. Lorsque le rapport des portées adjacentes autour d'une colonne intérieure est inférieur à ¾ et que la dimension de la colonne est supérieure à 0.30 m, il est recommandé de calculer le moment de flexion transmis par la dalle aux colonnes et d'utiliser une formule idoine pour estimer le coefficient β. Pour les configurations testées dans cette étude paramétrique, il n'est pas nécessaire de disposer les charges de façon asymétrique pour évaluer la résistance au poinçonnement.

Il n'est pas nécessaire de tenir compte du moment de flexion M_{nb} pour le dimensionnement au poinçonnement pour des dalles soumises à une différence de température allant jusqu'à 10°C et dont la distance au point fixe est inférieure à 30 m. Pour de telle cas, un coefficient $\beta = 1.15$ est suffisant. Pour le cas du retrait de dessiccation un coefficient $\beta = 1.05$ est suffisant pour autant qu'il n'y ait pas une interruption du chantier.

L'intensité du moment de flexion non balancé M_{nb} peut être caractérisée par l'excentricité relative η. Le poinçonnement peut être considéré comme centré pour une excentricité relative inférieure à 0.1.

L'utilisation de colonnes de faibles dimensions est favorable dans le cas de poinçonnement excentré engendré par des charges verticales ou des déplacements imposés à un bâtiment contreventés par des noyaux et des murs rigides.

5 Conclusions

5.1 Synthèse

La conception moderne d'un bâtiment du type « planchers dalles » passe par la connaissance et la maîtrise du poinçonnement. Ce mode de rupture dicte très souvent les dimensions des éléments porteurs, d'où un enjeu à la fois économique, esthétique et technologique. Si les colonnes sont liées de façon monolithique à la dalle, un moment de flexion est transmis dans les colonnes en plus d'un effort normal. On utilise alors le terme de *poinçonnement excentré*. Le rôle joué par ce moment de flexion sur la résistance au poinçonnement a été montré dans ce travail à l'aide d'essais en laboratoire et d'une étude paramétrique avec d'un programme d'éléments finis.

Le moment transmis par la dalle aux colonnes est appelé moment de flexion non balancé M_{nb}. Bien que l'effort vertical V soit transmis seulement aux colonnes inférieures, le moment M_{nb} est transmis aux colonnes inférieures et supérieures. Ce moment dépend d'une multitude de paramètres tels que la géométrie propre de la dalle, la rigidité des éléments, les charges, les déplacements imposés, la fissuration de la dalle et de la colonne, le nombre de colonne constituant la connexion (une ou deux colonnes), etc. Un des problèmes pour l'ingénieur est de savoir dans quelles conditions il peut négliger le poinçonnement excentré pour les bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides en dehors des zones sismiques. Cette étude met en évidence l'influence de la rigidité des colonnes sur la résistance au poinçonnement des planchers-dalles dans le cas d'actions directes et indirectes.

Les essais en laboratoire menés sur une série de 7 dalles en béton armé de 3 x 3 x 0.15 m avec et sans armature de poinçonnement ont montré une influence marquée d'une excentricité de la force sur la résistance au poinçonnement. L'excentricité relative de la force définie par $\eta = \frac{M_{nb}}{V \cdot c}$ est de 0.5 et de 1.0, où c est le côté de la colonne carrée. L'étude paramétrique effectuée au chapitre 4 a montré qu'une excentricité de $\eta = 1$ correspond à une borne supérieure pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides.

Pour les dalles sans armature de poinçonnement, la réduction de la charge ultime par rapport au cas sans excentricité est de 22 % et de 36 % pour une excentricité respectivement de $\eta = 0.5$ et $\eta = 1$. Cette réduction est comparable pour les dalles avec des étriers, puisqu'elle atteint 26 % pour une excentricité de $\eta = 0.5$. L'armature de poinçonnement permet d'augmenter la résistance ultime au poinçonnement et la ductilité de la connexion dalle-colonne en empêchant les fissures de se coaliser en une fissure unique de poinçonnement. Cett armature de poinçonnement permet, dans le cas de nos essais, de doubler la rotation de la colonne à la rupture et cela indépendamment de l'utilisation de goujons ou d'étiers.

L'ancrage des étriers est problématique pour les dalles de faibles épaisseurs. En effet, les étriers n'atteignent pas la limite d'écoulement de l'acier même si la rupture est située à l'intérieure de la zone des armatures de poinçonnement. C'est pourquoi certaines normes interdisent l'utilisation d'étriers pour des dalles minces. La norme canadienne CSA A23.3-94 proscrit l'utilisation d'étriers pour des dalles d'épaisseur inférieure à 0.30 m, ce qui rend leurs utilisations impossibles pour de nombreuses dalles de bâtiments.

Les goujons permettent d'obtenir un confinement suffisant du béton autour de la colonne puisque la rupture par poinçonnement est localisée au niveau des derniers goujons de chaque rangée. L'utilisation de goujons permet d'augmenter la charge ultime de 42 %, ce qui est supérieure à l'augmentation obtenue à l'aide des étriers. En effet, le périmètre critique pour lequel le béton doit reprendre seul l'effort tranchant ne peut pas être considéré à partir des derniers goujons de chaque rangée. Les goujons doivent être utilisés avec précaution pour des dalles de faible épaisseur, car il existe un risque de rupture d'ancrage du dernier goujon situés en périphérie.

La comparaison menée sur 50 essais de poinçonnement sur la base du Code Modèle CEB – FIP 1990 [20], la norme britannique BS 8110 [17] et la norme américaine ACI 318 [1] met en évidence les points suivants :

- Les trois normes examinées prédisent de façon satisfaisante la déduction de la charge ultime lors d'un poinçonnement excentré. Le Code Modèle CEB – FIP 1990 permet de prédire au mieux la charge ultime de nos essais ;
- Les normes donnent une interaction linéaire entre l'effort tranchant et le moment de flexion. Cette hypothèse est confirmée par nos essais en laboratoire ;
- Le Code Modèle CEB – FIP 1990 et la norme BS 8110-97 donnent une bonne estimation de l'influence de l'armature longitudinale et de l'effet de taille sur la résistance au poinçonnement. La norme américaine néglige toutefois ces paramètres, ce qui peut conduire à un dimensionnement du côté de l'insécurité pour de faibles taux d'armature ou pour des dalles très épaisses, mais dans ce cas c'est la flexion qui est le critère de rupture.

La norme BS 8110 et le Code Modèle 1990 permettent d'estimer au mieux la charge ultime pour un poinçonnement excentré. La norme britannique donne cependant une équation nettement plus compacte et facile d'utilisation pour l'ingénieur praticien.

L'étude paramétrique a montré que les colonnes de petites dimensions ($c \leq 0.30$m) sont particulièrement intéressantes dans le cas d'un poinçonnement excentré. En effet, le moment de flexion non balancé M_{nb} et l'excentricité relative η de la force sont faibles. L'utilisation de telles colonnes permet d'obtenir un effort quasiment centré et ce quelle que soit la géométrie et les charges verticales de la dalle. Dans la mesure du possible, il est intéressant d'utiliser des BHP et de forts taux d'armature des colonnes afin de réduire au maximum la dimension des colonnes. Dans le cas de charges verticales, le moment dans les colonnes est directement lié à la rotation de la dalle sur les porteurs verticaux. L'utilisation d'une surépaisseur de la dalle ou de la précontrainte permet de réduire les déformations et par conséquent les rotations sur les appuis. Dans le cas d'utilisation de la précontrainte, il faut néanmoins rester prudent pour de longs bâtiments sans joints où des déplacements imposés peuvent crées des moments de flexion non balancés importants.

Des portées adjacentes inégales autour de la colonne constituent la configuration géométrique qui donne l'excentricité relative maximale. Pour les configurations investiguées, l'excentricité relative peut atteindre environ $\eta = 0.40$ pour un rapport des portées adjacentes de ½ et ¼.

Les excentricités relatives engendrées par les déplacements imposés sont le plus souvent faibles. En effet, les moments de flexion dans les colonnes sont importants seulement pour des dalles d'épaisseurs supérieures à 0.40 m. Pour de telles dalles, la charge verticale transmise aux colonnes est importante ce qui réduit l'influence relative d'un moment de flexion. Le retrait de dessiccation donne des sollicitations très faibles dans le cas du poinçonnement même pour des bâtiments très longs sans joint pour autant que le chantier ne soit pas interrompu. Dans le cas d'un intervalle de bétonnage prolongé entre deux dalles successives (arrêt du chantier), il est impératif de considérer le cas du retrait de dessiccation pour le dimensionnement au poinçonnement de long bâtiment sans joint. Les abaques donnés dans ce travail permettent de résoudre rapidement un problème donné.

Dans le cas de charges verticales et de déplacements imposés, la fissuration de la dalle autour de la colonne crée une réduction de la rigidité de la liaison. Suivant les cas de figures et les hypothèses avancées, la réduction du moment de flexion non balancé peut atteindre de 1.5 à 2. Il appartiendra à l'ingénieur de juger s'il peut avoir recours à une telle réduction, mais dans la mesure du possible un calcul élastique linéaire est conseillé.

La partie du moment non balancé qui n'est pas prise en compte pour la résistance au poinçonnement, c'est à dire $(1 - K) M_{nb}$, doit être reprise par l'armature de flexion de la dalle afin de respecter l'équilibre, où K est la faction du moment M_{nb} qui est transmis en effort tranchant dans la dalle.

L'utilisation de colonnes de faibles dimensions est favorable dans le cas de poinçonnement excentré engendré par des charges verticales ou des déplacements imposés à un bâtiment contreventé par des noyaux et des murs rigides.

5.2 Recommandations pour la pratique

Il n'est en principe pas nécessaire de connaître les moments de flexion dans les colonnes intérieures pour évaluer la résistance au poinçonnement des dalles de bâtiment en présence de noyaux et de murs rigides. L'excentricité relative de la force reste le plus souvent faible et l'utilisation d'un coefficient unique multipliant la charge verticale introduite dans la colonne permet de tenir compte de ce moment.

Le coefficient $\beta = 1.15$ défini par l'Eurocode 2 [42] ou la norme britannique BS 8110 [17] permet de prendre en compte les effets de l'excentricité de la charge pour une grande majorité des colonnes intérieures de bâtiments. Ce facteur est valable que dans les limites données au tableau 5.1 pour le cas de charges verticales. Ce tableau donne les valeurs de β recommandées selon la position et la dimension de la colonne pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides.

Tableau 5.1: Valeurs recommandées de β selon la position et la dimension de la colonne pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides (sans tenir compte des déplacements imposés)

		Dimension de la colonne carrée [m]		
		$c = 0.20$	$0.20 < c \leq 0.30$	$c > 0.30$
Rapport des portées adjacentes autour d'une colonne intérieure	$\Gamma = 1$	1.05* (1ère colonne intérieure)		1.10* (1ère colonne int.)
	$\Gamma \leq 3/4$	1.05	1.10	1.15
	$\Gamma < 3/4$	1.05	1.15	**Calcul du moment non balancé**

* *pour une colonne intérieure ordinaire, le coefficient peut être pris à $\beta = 1.00$*

Lorsque le rapport des portées adjacentes autour d'une colonne intérieure est inférieur à ¾ et que la dimension de la colonne est supérieure à 0.30 m, il est recommandé de calculer le moment de flexion non balancé et d'utiliser une formule idoine pour estimer le coefficient β. Il n'est pas nécessaire de disposer les charges utiles de façon asymétrique pour évaluer la résistance au poinçonnement des planchers dalles.

Il n'est pas nécessaire de calculer le moment de flexion non balancé pour le dimensionnement au poinçonnement pour des dalles soumises à un allongement relatif entre deux dalles jusqu'à $\Delta\varepsilon = 0.1$ ‰ et dont la distance au point fixe est inférieure à 30 m. Pour de tels cas, un coefficient $\beta = 1.15$ est suffisant. Pour le cas du retrait de dessiccation un coefficient $\beta = 1.05$ est suffisant pour autant qu'il n'y ait pas une interruption du chantier. *Dans le cas d'un intervalle de bétonnage prolongé entre deux dalles successives (arrêt du chantier), il est impératif de considérer le cas du retrait de dessiccation pour le dimensionnement au poinçonnement de longs bâtiments sans joint.*

L'intensité du moment de flexion non balancé M_{nb} peut être caractérisée par l'excentricité relative η. Le poinçonnement peut être considéré comme centré pour une excentricité relative inférieure à $\eta = 0.1$.

5.3 Recherche future

Le savoir-faire acquis devrait être utilisé pour la poursuite d'un programme plus vaste sur le poinçonnement. La revue de la littérature a montré un manque indéniable d'essais de poinçonnement excentré dans les domaines suivants :

- Dalles en béton à haute performance (BHP) ;
- Dalles précontraintes.

L'influence de l'effet de taille devait être aussi investiguée sur des dalles de plus grande épaisseur. En effet, la grande majorité des essais de poinçonnement excentré sont effectués sur des dalles d'épaisseur inférieure à 0.15 m. Il serait alors intéressant de tester des dalles de plus de 0.20 m, voir jusqu'à 0.30 m, mais il faut bien réaliser que les forces à mettre en jeu deviennent importantes.

Afin d'étudier un nombre plus important de paramètres, le développement de modèles analytiques ou l'extension de modèles existants pour le poinçonnement excentré devrait être entrepris. On pense notamment à un modèle analytique ou à un modèle numérique capable de prendre en compte les effets d'un poinçonnement excentré et l'armature de poinçonnement.

Références bibliographiques

[1] **ACI**, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-95, American Concrete Institute, ACI Committee 318, 368 pages, Detroit, USA, **1995**.

[2] **ACI**, *Shear and Diagonal Tension - Report of ACI-ASCE Committee 326*, ACI Materials Journal, No. 59-9, pp. 353-395, USA, **1962**.

[3] **ACI**, *Shear Reinforcement for Slabs*, ACI Committee 421, ACI421.1R-92, 11 pages, Detroit, USA, **1992**.

[4] **ACI**, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-89, American Concrete Institute, ACI Committee 318, Detroit, USA, **1989**.

[5] **AJDUKIEWICZ A., KLISZCZEWICZ A.**, *Application of High-Strength Concrete in Composite Skeletal Structures*, Utilization of High Strength Concrete, Proc. Of the Third Int. Symp., Vol. 1, pp 449-456, Lillehammer, Norvège, **1993**.

[6] **ALBRECHT U.**, *Durchstanzen bei Flachdecken - Vergleich der Bemessung und Konstruktion*, Beton und Stahlbetonbau, Heft 3, pp. 130-140, Allemagne, **1999**.

[7] **ALEXANDER S. D. B., SIMMONDS S. H.**, *Ultimate Strength of Slab-Column Connection*, ACI Structural Journal, Vol. 84, pp. 255-261, USA, **1987**.

[8] **ANDERSSON J. L.**, *Punching os Slabs Supported on Columns at Free Edges - Genomstansning av plattor understödda av pelare vid fri kant*, Nordisk Betong, No. 2, pp. 179-200, Suédois, **1966**.

[9] **ANDERSSON J. L.**, *Restraining Moments at Marginal Columns of Slabs without Marginal Beams - Inspänningsmoment i kantpelare vid plattor utan kantbalkar*, Nordisk Betong, No. 1, pp. 61-78, Suédois, **1965**.

[10] **ANDERSSON J. L.**, *Preliminary Summery of Punching of Concrete Slabs with Edge Columns*, Bulletin d'information / Comité Européen du Béton, No. 58, pp. 72-82, **1966**.

[11] **ANIS N. N.**, *Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement*, Ph.D. thesis, University of London, 245 pages, London, UK, **1970**.

[12] **BAZANT Z., CAO Z.**, *Size Effect in Punching Failure of Slabs*, ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, pp. 44-53, Detroit, USA, **1987**.

[13] **BBK**, *Swedish Building Code - Regulations for Concrete Structures BBK79*, The National Swedish Board of Physical Planning and Building, Vol. 1, Stockholm, Suède, **1983**.

[14] **BBK**, *Boverkerkets handbok om betongkonstruktioner (Swedish Building Code - Regulations for Concrete Structures BBK94)*, Boverket, Band 1, 185 pp., Karlskrona, Suède (en Suédois), **1994**.

[15] **BERNARD O.**, *Evolution dans le temps du retrait de dessiccation pour des dalles en béton armé*, Discussions privées, **1999**.

[16] **BOUBERGUIG A.**, *Calcul statique des coques nervurées et précontraintes*, thèse de doctorat No 473, EPFL, 253 pages., Lausanne, **1983**.

[17] **BS 8110**, *Structural use of Concrete, Part 1: Code of Practice for Design and Construction*, British Standards Institution, London, UK, **1997**.

[18] **BS 8110**, *Structural use of Concrete - Code of Practice for Design and Construction*, British Standards Institution, Part. 1, London, Angleterre, **1985**.

[19] **CEB**, *High Performance Concrete - Recommended to the Model Code 90 - Research Needs*, CEB (Comité euro-international du béton), Bulletin d'information N°228, Lausanne, Suisse, **1995**.

[20] **CEB**, *CEB-FIP Model Code 1990*, CEB (Comité euro-international du béton), Thomas Telford, **1993**.

[21] **CEB**, *Concrete Tension and Size Effects*, CEB (Comité euro-international du béton), Bulletin d'information N°237, Lausanne, Suisse, **1997**.

[22] **CEB**, *Punching Shear in Reinforced Concrete*, CEB (Comité euro-international du béton), State of the Art Report, Bulletin d'information N°168, 232 pages, Lausanne, Suisse, **1985**.

[23] **CEB**, *Ultimate Limit State - Design Models*, CEB (Comité euro-international du béton), Bulletin d'information N°223, pp. 233-242, Lausanne, Suisse, **1995**.

[24] **CHEN B., HOURANI M. C.**, *Finite Element Analysis of Punching Shear Strength of Reinforcement Concrete Structures*, Thèse de doctorat, 147 pages, Saint Louise, Missouri, USA, **1988**.

[25] **CLELAND D. J., FRANCKLIN Y., LONG A. E.**, *The Punching Strength of Unbounded Post-Tensioned Slabs at Columns*, Advanced in concrete slab technology: proceedings of the International conference on concrete slabs; ed.: Ravindra K. Dhir, John G., pp. 197-207, Dundee, **1979**.

[26] **CORLEY W. G., HAWKINS M.**, *Shearhead Reinforcement for Slabs*, ACI Journal, No. 65-59, pp. 811-824, USA, **1968**.

[27] **CSA STANDARD A23.3-94**, *Design of Concrete Structure for Buildings - Standard CSA-A23.3-M94*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, **1994**.

[28] **DAL BUSCO S.**, *Déformabilité et capacité portante des colonnes en béton armé*, Thèse de doctorat, 241 pages, Lausanne, Suisse, **1988**.

[29] **DI STASIO J., VAN BUREN M. P.**, *Transfer of Bending Moment between Flat Plate Floor and Column*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 32 (Proceedings Vol. 57), No. 3, pp. 299-314, Detroit, USA, **1960**.

[30] **DILGER W., GHALI A.**, *Shear Reinforcement for Concrete Slabs*, Journal of the Structural Division - ASCE, Vol. 107, pp. 2403-2420, USA, **1981**.

[31] **DILGER W., MAHMOUD Z., GHALI A.**, *Flat Plates with Special Shear Reinforcement Subjected to Static Dynamic Moment Transfer*, ACI Journal, No. 75-56, pp. 543-549, USA, **1978**.

[32] **DIN**, *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*, DIN 1045, Allemagne, **1988**.

[33] **DURRANI A. J., DU Y., LUO Y. H.**, *Seismic Resistance of Nondictile Slab-Column Connections in Flat-Slab*, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 4, pp. 479-487, Detroit, USA, **1995**.

[34] **EINSTEIN A.**, *L'éther et la théorie de la relativité*, Gautier-Villars, traduction française par Maurice Solovine, Paris, France, **1921**.

[35] **ELGABRY A.**, *Shear and Moment Transfer of Concrete Flat Plates*, Thèse de doctorat, 266 pages, Calgary, Canada, **1991**.

[36] **ELGABRY A.**, *Moment Transfer by Shear in Slab-Column Connections*, ACI Structural Journal, Vol. 93, pp. 187-196, **1996**.

[37] **ELGABRY A., GHALI A.**, *Transfer of Moment between Columns and Slabs: Proposed Code Revisions*, ACI Structural Journal, Vol. 93, pp. 56-61, Detroit, USA, **1996**.

[38] **ELGABRY A., GHALI A.**, *Design of Stud-Shear Reinforcement for Slabs*, ACI Structural Journal, Vol. 87-3, pp. 351-361, USA, **1990**.

[39] **ELSTNER R. C., HOGNESTAD E.**, *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs*, ACI Materials Journal, Vol. 53-2, pp. 29-58, Detroit, USA, **1956**.

[40] **EUROCODE 1**, *Bases du calcul et actions sur les structures - Partie 2-5 : Bases du calcul*, Prénorme européenne SIA V 160.007, Zurich, Suisse, **1998**.

[41] **EUROCODE 1**, *Bases du calcul et actions sur les structures - Partie 1: Bases du calcul*, Prénorme européenne: SIA V 160.001, Zurich, Suisse, **1995**.

[42] **EUROCODE 2**, *Calcul des Structures en Béton*, Ingénieurs et architectes suisses, Prénorme européenne, Partie 1, SIA V 162.001, Zurich, Suisse, **1992**.

[43] **FAVRE R., JACCOUD J.-P., BURDET O., CHARIF H.**, *Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*, Presse Polytechnique et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 8, 586 pages, Lausanne, Suisse, **1997**.

[44] **FAVRE R., KOPRNA M., RADOJICIC A.**, *Effets différés, fissuration et déformations des structures en béton*, Editions Georgi, EPFL - CEBAP, 210 pages, St-Saphorin, Suisse, **1980**.

[45] **FIP**, *Design of Post-Tensioned Slabs and Foundations*, FIP Recommendations, 44 pages, London, UK, **1998**.

[46] **FOUTCH D. A., GAMBLE W. L., SUNIDJA H.**, *Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections*, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, pp. 167-179, Detroit, USA, **1990**.

[47] **GAMBLE W. L., KLINAR J.D.**, *Tests of High-Strength Concrete Columns with Intervening Floor Slabs*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 1462-1476, New York, USA, **1991**.

[48] **GARDNER N.J.**, *Relation of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength*, ACI Structural Journal, Vol. 87, pp. 66-71, Detroit, USA, **1990**.

[49] **GARDNER N.J., SHAO X.**, *Punching Shear of Continuous Flat Reinforced Concrete Slabs*, ACI Structural Journal, No. 93, pp. 218-228, Detroit, USA, **1996**.

[50] **GHALI A.**, *An Efficient Solution to Punching of Slabs*, Concrete International, pp. 50-54, USA, **1989**.

[51] **GHALI A., ELGABRY A.**, *Moment and Shear Transfer between Columns and Concrete Slabs*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 17-4, pp. 621-628, Canada, **1990**.

[52] **GHALI A., FAVRE R.**, *Concete Structure: Stresses and Deformations*, E & FN SPON, second edition, 444 pages, London, UK, **1994**.

[53] **GHALI A., HAMMILL N.**, *Effectiveness of Shear Reinforcement in Slabs*, Concrete International, pp. 60-65, USA, **1992**.

[54] **GHALI A., SARGIOUS M. A., HUIZER A.**, *Vertical Prestressing of Flat Plates around Columns*, ACI SP-42-38, Vol. 2, pp. 905-920, Detroit, USA, **1974**.

[55] **GOMES R. B., ANDRADE M. A. S.**, *The Use of High-Strength Concrete in Punching Failure of Reinforced Flat Slabs*, Utilization of High-Strength / High Performance Concrete, Proc. of the Fourth Int. Symp., Vol. 3, pp. 241-250, Paris, France, **1996**.

[56] **GRIRA M.**, *A Critical Review of the Symmetric Punching Shear of Reinforced Concrete Flat Slabs*, Travail de Master, 225 pages, Ottawa, Ontario, Canada, **1990**.

[57] **GROSSMAN J. S.**, *Column-Slab Connections*, Concrete International, Vol. 11, pp. 73-77, **1989**.

[58] **GROSSMAN J. S.**, *Verification of Proposed Design Methodologies for Effective Width of Slabs in Slab-Column Frames*, ACI Structural Journal, Vol. 94, pp. 181-196, Detroit, USA, **1997**.

[59] **HALLGREN M.**, *Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs*, Thèse de doctorat - KTH Stockholm, Stockholm, Suède, **1996**.

[60] **HAMMILL N., GHALI A.**, *Punching Shear Resistance of Corner Slab-Column Connections*, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 6, pp. 697-707, Detroit, USA, **1994**.

[61] **HANSON J. M., HANSON N. W.**, *Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns*, PCA, Vol. 10, Illinois, USA, **1968**.

[62] **HAWKINS N. M.**, *Shear Strength of Slabs with Moments Transferred to Columns*, ACI SP-42-35, Vol. 2, pp. 817-846, USA, **1974**.

[63] **HAWKINS N. M.**, *Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement*, ACI SP-42-34, Vol. 2, pp. 785-815, Detroit, USA, **1974**.

[64] **HAWKINS N. M., BAO A., YAMAZAKI J.**, *Moment Transfer from Concrete Slabs to Columns*, ACI Structural Journal, N°6, pp. 705-716, **1989**.

[65] **HAWKINS N. M., CORLEY W. G.**, *Influence of Column Rectangularity on the Behavior of Flat Plate Structures*, ACI SP-30-6, pp. 127-146, Detroit, USA, **1971**.

[66] **HAWKINS N. M., CORLEY W. G.**, *Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement*, ACI SP-42-36, Vol. 2, pp. 847-879, USA, **1974**.

[67] **HAWKINS N. M., CORLEY W. G.**, *Transfer of Unbalanced Moment and Shear from Flat Plates to Columns*, ACI SP-30-7, pp. 147-176, Detroit, USA, **1971**.

[68] **HAWKINS N. M., CRISWELL M. E., ROLL F.**, *Shear Strength of Slabs without Shear Reinforcement*, ACI SP-42-30, Vol. 2, pp. 677-720, Detroit, USA, **1974**.

[69] **HELLAND S., JENSEN J. J.**, *High Strength Concrete, State of the Art Report*, FIP SR90/1 and CEB Bulletin d'information, No. 197, 61 pages, London, UK, **1990**.

[70] **HOGNESTAD E.**, *Shearing Strength of Reinforced Concrete Column Footings*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 25, No. 3, 189-208, Detroit, USA, **1953**.

[71] **IERACI J.**, *The Effect of High Strength Concrete and Shear Reinforcement Detailing on the Punching Shear Resistance of Shell Elements*, Thèse de doctorat, 149 pages, Toronto, Canada, **1994**.

[72] **ISLAM S., PARK R.**, *Test on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure*, Journal of the Structural Division, ST 3, pp. 549-568, **1976**.

[73] **JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Flèche des structures en béton armé*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, N° 406, 66 pages, Paris, France, **1982**.

[74] **KANOH Y., YOSHIZAKI S.**, *Strength of Slab-Column Connections Transferring Shear and Moment*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 76, No. 22, pp. 461-478, Detroit, USA, **1979**.

[75] **KENNEDY B. W.**, *Punching Shear of High Strength Concrete Slabs with Perforation*, Travail de Master, 88 pages, Edmonton, Alberta, Canada, **1997**.

[76] **KINNUNEN S.**, *Punching of Concrete Slabs with two-way Reinforcement*, Transactions of the Royal Institute of Technology, No. 198, Stockholm, Suède, **1963**.

[77] **KINNUNEN S., NYLANDER H.**, *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*, Transactions of the Royal Institute of Technology, N° 158, 112 pages, Stockholm, Suède, **1960**.

[78] **KINNUNEN S., NYLANDER H.**, *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*, Transactions of the Royal Institute of Technology, N°158, 112 pages, Stockholm, Suède, **1960**.

[79] **KORDINA K.**, *Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 479, 105 pages, Berlin, Allemagne, **1997**.

[80] **KORDINA K., NÖLTING D.**, *Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Allemagne, **1986**.

[81] **KRUEGER G., BURDET O., FAVRE R.**, *Punching Tests on RC Flat Slabs with Eccentric Loading*, Proceedings of the 2nd Int. Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Budapest 1998, pp. 1-8, Budapest, Hongrie, **1998**.

[82] **KRUEGER G., BURDET O., FAVRE R.**, *Influence de la rigidité des colonnes sur la résistance au poinçonnement*, Rapport des essais IBAP - DGC - EPFL, No. 147, 107 pages, Lausanne, Suisse, **1999**.

[83] **KUBAT B.**, *Durchstanzverhalten von Vorgespannten punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaservbeton*, iBMB, Helt 118, Allemagne, **1996**.

[84] **LANGOHR P. H., GHALI A., DILGER W.**, *Special Shear Reinforcement for Concrete Flat Plates*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 73, pp. 141-146, Detroit, USA, **1976**.

[85] **LIM F. K., RANGAN V.**, *Slabs with Stud Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 5, pp. 515-525, Detroit, USA, **1995**.

[86] **LONG A. E.**, *A two-Phase Approach to the Prediction of the Punching Strength of Slabs*, ACI Journal, No. 72-5, pp. 37-45, Detroit, USA, **1975**.

[87] **LOOV R. E.**, *Review of A23.3-94 Simplified Method of Shear Design and Comparison with Results using Shear Friction*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, pp. 437-450, Canada, **1998**.

[88] **LOOV R. E., PENG L.**, *The Influence of Concrete Strength on Shear Friction Based Design of Reinforced Concrete Beams*, International Conference on High Performance High Strength Concrete (HPHSC), Perth, Australie, **1998**.

[89] **LOVROVICH S., MCLEAN D.**, *Punching Shear Behavior of Slabs with Varying Span-Depth Ratios*, ACI Journal, Vol. 87, pp. 507-511, USA, **1990**.

[90] **MAHMUD S. A.**, *Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforcement Concrete Flat Plates*, Dissertation, 163 pages, Lexington, Kentucky, USA, **1992**.

[91] **MARTI P.**, *Design of Concrete Slabs for Transverse Shear*, ACI Structural Journal, No. 87, pp. 180-190, Detroit, USA, **1990**.

[92] **MARTI P., PRALONG J., THÜRLIMANN B.**, *Schubversuche an Stahlbeton-Platten*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Nr. 7305-2, 123 pages, Zurich, Suisse, **1977**.

[93] **MARZOUK H. M., CHEN Z.**, *Finite Element Analysis of High-Strength Concrete Slabs*, ACI Structural Journal, Vol. 90, pp. 505-513, Detroit, USA, **1993**.

[94] **MARZOUK H. M., EMAN M., HILAL S.**, *Effect of High-Strength Concrete Columns on the Behavior of Slab-Column Connections*, ACI Structural Journal, Vol. 93, pp. 545-554, Detroit, USA, **1996**.

[95] **MARZOUK H. M., HUSSEIN A.**, *Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs*, ACI Structural Journal, Vol. 88, pp. 701-713, Detroit, USA, **1991**.

[96] **MARZOUK H. M., JIANG D.**, *Finite Element Evaluation of Shear Enhancement of High Strength Concrete Plats*, ACI Structural Journal, Vol. 93, pp. 761-768, Detroit, USA, **1996**.

[97] **MAST P. E.**, *Influence Lines for Shear around columns in Flat Plates*, AIPC - Huitième Congrès - New York, pp. 983-993, New York, USA, **1968**.

[98] **MAST P. E.**, *Stresses in Flat Plates Near Columns*, ACI Journal, No. 67-43, pp. 761-768, Detroit, USA, **1970**.

[99] **MASTERSON D. M., LONG A. E.**, *The Punching Strength of Slabs, A Flexural Approach Using Finite Elements*, ACI SP-42-32, Band 1, pp. 747-768, Detroit, USA, **1974**.

[100] **MEGALLY S. H.**, *Punching Shear Resistance of Concrete Slabs to Gravity and Earthquake*, Thèse de doctorat, 451 pages, Calgary, Canada, **1998**.

[101] **MEGALLY S. H., GHALI A.**, *Punching Shear of Slabs in Seismic Zones*, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering CSCE/SCGC - June 8-11, pp. 145-154, Fredericton, N.B., Canada, **1993**.

[102] **MEGALLY S. H., GHALI A.**, *Design Considerations for Slab-Column Connections in Seismic Zones*, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 3, pp. 303-314, Detroit, USA, **1994**.

[103] **MEGALLY S. H., GHALI A.**, *Nonlinear Analysis of Moment Transfer between Columns and Slabs*, 1st Structural Specialty Conference - Canadian Society for Civil Engineering CSCE/SCGC - May 29 to June 1, pp. 321-332, Edmonton, Alberta, Canada, **1996**.

[104] **MENÉTREY P.**, *Punching in Slabs with Shear Reinforcements: a Tensile Failure*, FiP Symposium, Prague, Czech Republic, **1999**.

[105] **MENÉTREY P.**, *Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures*, Thèse de doctorat N° 1279, EPFL - IBAP, 177 pages, Lausanne, Suisse, **1994**.

[106] **MENÉTREY P.**, *Analytical Computation of the Punching Strength of Reinforced Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 93, pp. 503-511, Detroit, USA, **1996**.

[107] **MENÉTREY P.**, *Relationships between Flexural and Punching Failure*, ACI Structural Journal, No. 95, pp. 412-419, Detroit, USA, **1998**.

[108] **MIEHLBRADT M.**, *Révision de l'Eurocode 2*, Discussions privées, **1999**.

[109] **MIVELAZ P., JACCOUD J.-P.**, *Fissuration et étanchéité d'éléments en béton armé sous déformation imposée de traction - rapport des essais*, Rapport interne IBAP, V. 141, Lausanne, Suisse, **1995**.

[110] **MOE J.**, *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads*, PCA, Vol. D47, Illinois, USA, **1961**.

[111] **MOKHTAR A. S., GHALI A., DILGER W.**, *Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates*, ACI Journal, No. 82-60, pp. 676-683, Detroit, USA, **1985**.

[112] **MÜLLER F. X.**, *Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Nr. 7305-5, 117 pages, Zurich, Switzerland, **1984**.

[113] **MUTTONI A.**, *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Birkhäuser Verlag, Institut für Baustatik und Konstruktion Bericht, No. 176, Basel, Switzerland, **1990**.

[114] **MUTTONI A., SCHWARTZ J.**, *Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloqium, Vol. 62, pp. 703-708, Stuttgart, Allemagne, **1991**.

[115] **NYLANDER H., KINNUNEN S.**, *Dimensionering med hänsyn till genomstansning vid koncentrerat stöd*, Betonghandboken - Konstruktion, Second Edition (First Edition published in 1980), pp. 648-675, **1990**.

[116] **NYLANDER H., SUNDQUIST H.**, *Genomstansning av pelarunderstödd plattbro av betong med ospänd armering*, Institutionen för byggnadsstatik, kungl. Tekniska högskolan, Vol. 104, 64 pages, Stockholm, Suède, Suédois, **1972**.

[117] **PARK R., GAMBLE W. L.**, *Reinforced Concrete Slabs*, John Wiley & Sons, Urbana, USA, **1980**.

[118] **PARK R., ISLAM S.**, *Strength of Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure*, Journal of the Structural Division, Vol. 102, N° ST9, pp. 1879-1901, USA, **1976**.

[119] **PILLAI S.U., KIRK W., SCAVUZZO L.**, *Shear Reinforcement at Slab-Column Connection in a Reinforced Concrete Flat Plate Structure*, ACI Journal, Vol. 79, No. 4, pp. 36-42, Detroit, USA, **1982**.

[120] **POLAK M.A.**, *Modeling Punching Shear of Reinforced Concrete Slabs Using Layered Finite Elements*, ACI Structural Journal, No. 95, pp.71-80, Detroit, USA, **1998**.

[121] **PRALONG J.**, *Poinçonnement symétrique des planchers-dalles*, Birkhäuser Verlag, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Nr. 131, Suisse, **1982**.

[122] **PRALONG J., BRÄNDLI W., THÜRLIMANN B.**, *Durchstanzersuche an Stahlbeton und Spannbetonplatten*, Birkhäuser Verlag, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Nr. 7305-3, Switzerland, **1979**.

[123] **RAMDANE K.-E.**, *Punching Shear of High Performance Concrete Slabs*, Utilization of High-Strength / High Performance Concrete, Proc. of the Fourth Int. Symp., Vol. 3, pp. 1015-1026, Paris, France, **1996**.

[124] **REGAN P.E.**, *A Comparison of British and ACI 318-71 Treatments of Punching Shear*, ACI SP-42-37, Vol. 2, pp. 881-903, Detroit, USA, **1974**.

[125] **REGAN P.E.**, *Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges*, Engineering Structures Research group, Polytechnic of Central London, 230 pages, London, UK, english, **1983**.

[126] **REGAN P.E.**, *Shear Combs, Reinforcement against Punching*, The Structural Engineering, Vol. 63B, No. 4, pp. 76-84, **1985**.

[127] **REGAN P.E., AL HUSSAINI A., RAMDANE K.-E., XUE H.-Y.**, *Behavior of High Strength Concrete Slabs*, Concrete 2000, Proc. of Int. Conf., University of Dundee, Vol. 1, E & FN Spon, pp. 761-773, Cambridge, UK, **1993**.

[128] **REGAN P.E., WALKER P.R., ZAKARIA K.A.A.**, *Tests of Reinforced Concrete Flat Slabs*, School of the Environment, Polytechnic of Central, CIRIA Project RP 220, 217 pages, London, UK, english, **1979**.

[129] **REINHARDT H. W.**, *Similitude of Brittle Fracture of Structural Concrete*, IABSE Colloquium, Advanced Mecanics of Reinforced Concrete, Vol. 34, pp. 175-184, Delft, Allemagne, **1981**.

[130] **REMMEL G., KÖNIG G.**, *The Tensile Behavior of High Strength Concrete (HSC) and its Effect on the Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete*, Utilization of High Strength Concrete, Proc. Of the Third Int. Symp., Vol. 1, pp. 269-276, Lillehammer, Norway, **1993**.

[131] **RICHART F. E.**, *Reinforced Concrete Walls and Column Footings, part 1 and 2*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 20, pp. 97-127 et 237-260, Detroit, USA, **1948**.

[132] **ROSENTHAL I.**, *Experimental Investigation of Flat Plate Floors*, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings 59, No. 56-12, 153-166, Detroit, USA, **1959**.

[133] **ROTILIO J.-D.**, *Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton*, Thèse de doctorat - EPFL, No. 1870, Lausanne, Suisse, **1998**.

[134] **ROTILIO J.-D., CHARIF H., FAVRE R.**, *Comportement irréversible des structures en béton précontraint sous actions cycliques de faible fréquence*, EPFL - IBAP, n° 144, Lausanne, Suisse, **1997**.

[135] **SHEHATA I. A. E. M.**, *Rational Method for Designing RC Slabs to Resist Punching*, Journal of Structural Engineering, Vol. 116-7, pp. 2055-2060, USA, **1990**.

[136] **SHEHATA I. A. E. M., REGAN P.E.**, *Punching in R.C. Slabs*, Journal of Structural Engineering, Vol. 115-7, pp. 1726-1740, USA, **1989**.

[137] **SHERIF A., DILGER W.**, *Critical Review of the CSA A23.3-94 Punching Shear Strength Provisions for Interior Columns*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, No. 5, pp. 998-1011, Canada, **1996**.

[138] **SIA 160**, *Actions sur les structures porteuses: SIA 160*, Norme Suisse, 505 160, Suisse, **1989**.

[139] **SIA 162**, *Ouvrages en béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes - Norme, Vol. 162, Zürich, Suisse, **1993**.

[140] **SIA 162/1**, *Ouvrages en béton - Essais des matériaux*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Vol. 162/1, Zürich, Suisse, **1989**.

[141] **SIMMONDS S. H., ALEXANDER S. D. B.**, *Truss Model for Edge Column-Slab Connections*, ACI Structural Journal, Vol. 84-S32, pp. 296-303, Detroit, USA, **1987**.

[142] **TALBOT A. N.**, *Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Bulletin 67, USA, **1913**.

[143] **TOMASZEWICS A.**, *Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs*, High Strength Concrete. SP2 - Plates and Shells Report 2.3, SINTEF Structure and Concrete, Report No. STF70 A93082, 36 pages, Trondheim, , **1993**.

[144] **VAN DER VOET, DILGER W., GHALI A.**, *Concrete Flat Plates with Well-Anchored Shear Reinforcement Elements*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 9, No. 1, p. 107-114, Canada, **1982**.

[145] **VAN DUSEN M. H.**, *Unbalanced Moment and Shear Transfer at Slab-Column Connections: A Literature Review*, M. Eng Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 126 pages, Toronto, Canada, **1985**.

[146] **VURPILLOT S., KRUEGER G., BENOUAICH D., CLÉMENT D., INAUDI D.**, *Vertical deflection of a pre-stressed concrete bridge obtained using deformation sensors and inclinometer measurements*, ACI Structural Journal, **1998**.

[147] **WALKER P.R., REGAN P.E.**, *Conner Column Slab Connection in Concrete Flat Plates*, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, pp. 704-720, USA, **1987**.

[148] **WALTHER R., MIEHLBRADT M.**, *Dimensionnement des structures en béton - Bases et technologie*, Presse Polytechnique et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 7, 388 pages, Lausanne, Suisse, **1990**.

[149] **WEGNER R.**, *Einfluss der Stützensteifigkeit auf dir Zustandsgrössen in Flachdecken*, Bauingenieur, vol. 53, pp. 169-178, Allemagne, **1978**.

[150] **YAMAZAKI J.**, *Shear and Moment transfer between Reinforced Concrete Flat Plates and Columns*, Thèse de doctorat, 297 pages, Washington, USA, **1975**.

[151] **YAMAZAKI J., HAWKINS M.**, *Finite Element Predictions of the Behavior of Slab-Column Connections Transferring Moment*, ACI SP-63, pp. 49-78, Detroit, USA, **1980**.

[152] **ZAGHLOOL E. R. F., DE PAIVA H. A. R.**, *Tests of Flat-Plat Corner Column-Slab Connections*, Journal of the Structural Division, Vol. 99, pp. 551-572, Detroit, USA, **1973**.

[153] **ZAGHLOOL E. R. F., DE PAIVA H. A. R., GLOCKNER P. G.**, *Tests of Reinforced Concrete Flat Plate Floors*, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 96, pp. 487-506, Detroit, USA, **1970**.

[154] **ZILCH K., STALLER M., ROGGE A.**, *Erläuterungen zur Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Beton, Sthhlbeton und Spannbeton nach DIN 1045-1*, Beton und Stahlbetonbau, Vol. 94, Heft 6, pp. 259-270, Allemagne, **1999**.

Liste des figures

Figure 2.1: *Photo d'une rupture par poinçonnement centré tiré d'Hallgrenn [58] et coupe schématique des principales fissures observées lors de la rupture* 8

Figure 2.2: *Etat de fissuration et fissures de poinçonnement à la rupture (vue en plan de la dalle)* 9

Figure 2.3: *Efforts internes dans la dalle dus à un moment de flexion non balancé M_{nb} appliqué à la colonne (M_{nb} est matérialisé par un couple de forces horizontales)* 12

Figure 2.4: *Périmètre de contrôle d'après Talbot [141]* 11

Figure 2.5: *Modèle mécanique de Kinnunen et Nylander [76]* 13

Figure 2.6: *Périmètre critique et distribution des contraintes tangentielles sur le périmètre d'après Di Stasio et Van Buren [29]* 14

Figure 2.7: *Efforts internes induis par M et P tirés de Moe [109]* 16

Figure 2.8: *Modèle de dalle analysé par Mast [97] et exemple de distribution des moments de flexion, de torsion et d'effort tranchant sur un périmètre critique xy proche de la colonne* 19

Figure 2.9: *Modèle de l'analogie des poutres (« beam analogy ») proposé par Hawkins [62] avec les huit conditions d'équilibre possible pour une colonne intérieure.* 20

Figure 2.10: *Armature de poinçonnement utilisée par Islam et Park [71]* 22

Figure 2.11: *Armature de poinçonnement composée de goujons avec un ancrage mécanique aux deux extrémités d'après Elgabry et Ghali [37]. L'ancrage mécanique est constitué de têtes soudées et d'un fer plat en acier.* 25

Figure 2.12: *Modèle de treillis spatial ou « truss model » pour une colonne intérieure d'après Alexander et Simmonds [7, 140]* 26

Figure 2.13: *Courbe charge - déplacement pour trois différentes épaisseurs de dalles soumises à un effort de poinçonnement centré tiré de Bazant et Coa [12]* 28

Figure 2.14: *Modèle analytique axisymétrique selon Menétrey [104]* 32

Figure 2.15: *Arrangements orthogonal et radial des goujons autour d'une colonne carrée. Les goujons sont montrés à la figure 2.11 d'après Megally [99]* 34

Figure 2.16: *Périmètres de contrôle pour diverses normes tirés de Albrecht [6]* 37

Figure 2.17: Périmètre de contrôle selon le Code Modèle CEB – FIP 1990 38

Figure 2.18: Périmètre de contrôle en dehors de la zone couverte par l'armature de poinçonnement selon le CM 1990 40

Figure 2.19: Périmètres de contrôle selon CSA A23.3-94 ou ACI 318-95 41

Figure 2.20: Périmètre de contrôle selon BBK 94 46

Figure 2.21: Périmètre de contrôle et définition de x selon BS 8110-97 47

Figure 2.22: Périmètre de contrôle selon l'Eurocode 2 48

Figure 2.23: Valeurs approchées de β selon l'Eurocode 2 49

Figure 3.1: Photo de la dalle après le décoffrage 53

Figure 3.2: Plan de coffrage des dalles avec pied-bot [mm] 57

Figure 3.3: Plan de coffrage des dalles sans pied-bot [mm] 57

Figure 3.4: Plan d'armature des dalles sans armature de poinçonnement 58

Figure 3.5: Plan d'armature des dalles avec armature de poinçonnement 59

Figure 3.6: Ferraillage d'une dalle et détail d'un étrier de poinçonnement 60

Figure 3.7: Photos du ferraillage de l'essai Anco16B et détail d'une branche de 7 Ancoplus (goujons) 60

Figure 3.8: Valeur moyenne de la résistance à la compression et à la traction sur éprouvettes 63

Figure 3.9: Stand d'essai avec la dalle P0A (sans pied-bot) 64

Figure 3.10: Plan du banc d'essai (échelle 1:50) 65

Figure 3.11: Jauge de déformation sur une barre d'armature longitudinale 67

Figure 3.12: Mesure de l'allongement transversal du béton 68

Figure 3.13: Historique de l'essai P16A 69

Figure 3.14: Rupture par le développement d'un cône de poinçonnement ou une rotation excessive de la colonne 70

Figure 3.15: Charge – déplacement d'un essai de poinçonnement 70

Figure 3.16: Fissures tangentielles et radiales pour une charge de 80 kN (P_u est la charge de poinçonnement de la dalle) 71

Figure 3.17: Fissures tangentielles et radiale pour une charge de 160 kN (P_u est la charge de poinçonnement de la dalle) 72

Figure 3.18: Fissures tangentielles et radiale pour une charge de 360 kN 72

Figure 3.19: Instabilité de la colonne pour le cas de l'essai PP0B et rupture localisée du béton sur la face comprimée de la dalle 73

Figure 3.20: Force en fonction de la déformation au milieu de la dalle pour les 7 essais 74

Figure 3.21: *Comparaison entre les normes et les essais* 75

Figure 3.22: *Charge de rupture normalisée à e = 0 en fonction de l'excentricité pour les essais et trois différentes normes* 76

Figure 3.23: *Augmentation de la charge de rupture en fonction de l'armature de poinçonnement pour deux excentricités différentes* 76

Figure 3.24: *Rapport $V_{u,ext}/V_{u,int}$ de la charge ultime calculée pour un périmètre critique u_{ext} situé en dehors de la zone couverte par les goujons et la charge calculée pour un périmètre critique u_{int} (sans armature de poinçonnement)* 77

Figure 3.25: *Déformation de la dalle mesurée à l'axe de la colonne* 78

Figure 3.26: *Rotation maximum de la colonne* 80

Figure 3.27: *Rotation maximum de la colonne juste avant la rupture par poinçonnement* 80

Figure 3.28: *Déplacement entre deux faces du béton mesuré à 100 mm de la colonne du côté où l'excentricité est appliquée* 81

Figure 3.29: *Coupe à 100 mm de la colonne après la rupture de l'essai P30A* 82

Figure 3.30: *Coupe à 100 mm de la colonne après la rupture de l'essai PP16B (étriers dessinés)* 83

Figure 3.31: *Coupe à 100 mm de la colonne après la rupture de l'essai Anco16B (goujons dessinés)* 84

Figure 3.32: *Arrachement de la tête d'ancrage dans le cas d'une fissure localisée près de l'extrémité du goujons* 84

Figure 3.33: *Allongement radial et tangentiel des jauges Omega NORD situées à 100 mm de la colonne* 85

Figure 3.34: *Allongement radial et tangentiel des jauges Omega SUD situées à 100 mm de la colonne* 86

Figure 3.35: *Allongement radial et tangentiel des jauges Omega EST situées à 100 mm de la colonne* 86

Figure 3.36: *Modèle de la transmission de l'effort tranchant d'après Muttoni [113]* 87

Figure 3.37: *Migration de la compression maximum à l'intérieur du béton* 87

Figure 3.38: *Allongement tangentiel pour des étapes de chargement en fonction de la distance au centre de la colonne* 88

Figure 3.39: *Allongement radial pour des étapes de chargement en fonction de la distance au centre de la colonne* 89

Figure 3.40: *Allongement des barres d'armature longitudinale* 91

Figure 3.41: *Allongement maximum mesuré sur les étriers et les goujons* 92

Figure 3.42: *Charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation du Code Modèle CEB – FIP 1990 [20], en fonction de: (a) l'excentricité e / c, (b) le pourcentage d'armature longitudinale, (c) la résistance caractéristique à la compression sur cylindre f_{cc} et (d) la hauteur statique d* 97

Figure 3.43: *Charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation de la norme ACI 318-95 [1], en fonction de: (a) l'excentricité e / c, (b) le pourcentage d'armature longitudinale, (c) la résistance caractéristique à la compression sur cylindre f_{cc} et (d) la hauteur statique d* 100

Figure 3.44: *Charge ultime de poinçonnement normalisée à l'aide de l'équation de la norme BS 8110 [18], en fonction de: (a) l'excentricité e / c, (b) le pourcentage d'armature longitudinale, (c) la résistance caractéristique à la compression sur cylindre f_{cc} et (d) la hauteur statique d* 102

Figure 4.1: *Détail d'une colonne préfabriquée avec une articulation et exemple d'une connexion entre la dalle et deux colonnes* 106

Figure 4.2: *Exemple d'une colonne munie d'un appui en néoprène permettant de libérer les mouvements de la dalle de toiture (parking de l'aéroport de Genève)* 106

Figure 4.3: *Différence entre surépaisseur de dalle et renforcement de colonne* 108

Figure 4.4: *Bâtiment type pour l'étude paramétrique et dénomination des différentes colonnes* 109

Figure 4.5: *Modèle utilisé dans le cadre de l'étude paramétrique* 110

Figure 4.6: *Flexion des éléments porteurs causé par les charges verticales symétriquement disposées* 111

Figure 4.7: *Flexion des colonnes causé par une variation de longueur de la dalle (la dalle est admise infiniment rigide)* 111

Figure 4.8: *Conditions d'appuis admises pour le modèle d'éléments finis* 111

Figure 4.9: *Efforts dans l'élément coque* 112

Figure 4.10: *Efforts dans l'élément barre* 112

Figure 4.11: *Maillage pour des portées de 8 m et une hauteur de colonne de 3.5 m* 113

Figure 4.12: *Modèle pour les charges verticales. Les charges utiles sont placées de façon asymétrique pour obtenir les moments de flexion les plus importantes dans les colonnes intérieures* 115

Figure 4.13: *Intensité du retrait différentiel $\Delta\varepsilon_{cs}$ entre deux dalles pour deux différentes épaisseurs d'après la norme SIA 162 [138] (consistance molle du béton, hypothèse conduisant à un retrait maximum)* 116

Figure 4.14: *Modèle pour les déplacements imposés. Toutes les colonnes subissent un déplacement de 1 mm au niveau de leur encastrement* 117

Figure 4.15: *Déplacement relatif Δ_{cs} imposé à une colonne par suite de la différence de retrait spécifique entre deux dalles. $\Delta\ell_A$ et $\Delta\ell_B$ sont les raccourcissements respectifs du plancher A et B à partir du temps t_0 ($\Delta_{cs} = \Delta\ell_B - \Delta\ell_A$)* 119

Figure 4.16: *Entrave aux déplacements imposés pour une dalle de 0.30 m d'épaisseur avec des portées de 8 m (sans tenir compte de la fissuration éventuelle des dalles). Δ_{eff} représente le déplacement effectif calculé et Δ_{libre} le déplacement libre sans entrave des colonnes. Dans notre cas, Δ_{libre} correspond à une différence de température de 10°C* 120

Figure 4.17: *Moments de flexion pour la $1^{ère}$ connexion intérieure avec des portées ℓ = 8 m constante* 122

Figure 4.18: *Excentricité relative η pour la $1^{ère}$ connexion intérieure avec des portées ℓ = 8 m constante (Γ = 1)* 123

Figure 4.19: *Moment de flexion M_{nb} / ℓ^3 pour la $1^{ère}$ connexion intérieure pour des portées ℓ identiques (Γ = 1)* 124

Figure 4.20: *Moment de flexion pour la $1^{ère}$ connexion intérieure avec une dalle 8/0.30 m en fonction d'une variation de Γ* 125

Figure 4.21: *Excentricité relative η de la charge pour la $1^{ère}$ connexion intérieure avec une dalle 8/0.30 m en fonction d'une variation de Γ* 125

Figure 4.22: *Moment de flexion M_{nb} / ℓ^3 pour la $1^{ère}$ connexion intérieure avec $\Gamma = ½$* 126

Figure 4.23: *Excentricité relative η pour la $1^{ère}$ connexion intérieure en fonction d'une variation de la portée transversale ℓ_{trans} avec une dalle 8/0.30 m* 127

Figure 4.24: *Abaque permettant d'évaluer les moments de flexion transmis dans une connexion composée de deux colonnes. Conditions : H = 3.5 m, E^* = 11 kN/m^2, Δ = 1 mm* 128

Figure 4.25: *Moments de flexion pour la $1^{ère}$ connexion intérieure en fonction de Γ avec une dalle 8/0.30 m* 129

Figure 4.26: *Déformation d'un champ de dalle suite à un déplacement horizontal des encastrements des colonnes pour une dalle de 0.30 m d'épaisseur et des colonnes de 1 m de côté* 130

Figure 4.27: *Déformation d'un champ de dalle suite à un déplacement horizontal des colonnes pour une dalle de 1.0 m d'épaisseur et des colonnes de 0.30 m de côté* 130

Figure 4.28: *Excentricité relative η dans le cas d'un déplacement imposé pour deux portées de dalle différentes. Hypothèse : $\Delta\varepsilon$ = 0.1 ‰ , ℓ_{pf} = 50 m, H = 3.5 m, E^* = 11 kN/mm^2. Les courbes en noire correspondent aux épaisseurs de dalle normalement rencontré pour une portée ℓ donnée* 133

Figure 4.29: *Dalle de toiture ou dalles d'étage composées respectivement d'une connexion d'une ou de deux colonnes. La déformée est obtenue pour une charge identique q placée de façon asymétrique autour des colonnes* 134

Figure 4.30: *Différence de rotation de la dalle sur appuis suivant le nombre de colonne composant la connexion* 135

Figure 4.31: *Rapport A pour le cas de charges verticales* 135

Figure 4.32: *Rapport A pour le cas d'un déplacement imposé en tête de colonne* 136

Figure 4.33: *Relation moment / courbure pour le cas de flexion simple* 137

Figure 4.34: *Définition des zones fissurées autour de chaque colonne* 137

Figure 4.35: *Moments de flexion pour la 1ère connexion intérieure pour deux différentes rigidités de la zone 0.1 ℓ dans le cas de charges verticales (dalle 8/0.30 m)* 139

Figure 4.36: *Moments de flexion pour les connexions intérieures pour trois différentes rigidités de la zone 0.1 ℓ pour un déplacement imposé de 1 mm* 139

Figure 4.37: *Rapport α selon le Code Modèle CEB – FIP 1990 [20] pour la 1ère connexion intérieure pour des portées de 8 m constante* 141

Figure 4.38: *Rapport α pour la 1ère connexion intérieure pour les trois dalles du tableau 4.2* 141

Figure 4.39: *Rapport α pour des connexions de colonnes intérieures ordinaires pour les trois dalles du tableau 4.2* 142

Figure 4.40: *Rapport α en fonction du rapport Γ pour la 1ère connexion intérieure avec une dalle 8/0.30 m* 142

Figure 4.41: *Rapport α pour deux intervalles de bétonnage différentes des dalles. Conditions : ℓ = 7 m, ℓ_{pf} = 50 m, E* = 11 kN/mm², fonction retrait selon la SIA 162, conditions défavorables du béton (consistance molle, humidité relative de l'air 50 %)* 144

Figure 4.42: *Rapport α pour deux différentes portées ℓ. Conditions : ℓ_{pf} = 30 m, ΔT = 10°C, E* = 22 kN/mm². Les courbes en noire correspondent aux épaisseurs de dalle normalement rencontrées pour une portée ℓ donnée* 145

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Coefficients partiels de sécurité concernant les actions 5

Tableau 1.2: Prise en compte du poinçonnement excentré selon diverses normes 5

Tableau 2.1: Répartition en pour-cent du moment non balancé pour trois types d'efforts intérieurs d'après Mast [97]. Les deux chiffres entre parenthèses indiquent la part du moment de flexion induisant des efforts tranchants selon q_x et q_y respectivement 19

Tableau 2.2: Valeurs de K selon Code Modèle CEB – FIP 1990 39

Tableau 3.1: Résultats des essais sur 56 cylindres (∅ 150 mm / 300 mm) 55

Tableau 3.2: Récapitulation des paramètres des essais 55

Tableau 3.3: Taux d'armature transversal pour les étriers et les goujons calculé selon l'Eurocode 2 61

Tableau 3.4: Caractéristiques principales du béton à 28 jours et à 90 jours 63

Tableau 3.5: Charge ultime et réduction par rapport au cas centré 75

Tableau 3.6: Facteurs de sécurité partiels sur les charges et sur le matériau béton pour le cas d'un effort tranchant 96

Tableau 3.7: Valeurs de ξ maximum, minimum, moyenne et écart type pour les 50 essais de poinçonnement 98

Tableau 4.1: Paramètres géométriques 113

Tableau 4.2: Choix de trois dalles types (hauteur des colonnes H = 3.5 m) 114

Tableau 4.3: Rigidité en stade 1 et stade 2 pour trois différentes épaisseurs de dalle pour un taux d'armature de 0.8 % 138

Tableau 4.4: Valeurs de β recommandées selon la position et la dimension de la colonne pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides 146

Tableau 5.1: Valeurs recommandées de β selon la position et la dimension de la colonne pour des bâtiments contreventés par des noyaux et des murs rigides 152

Curriculum Vitae

Gaston Krüger

Né le 1er décembre 1968 à Genève

De nationalité Suisse, originaire de Tschappina (GR)

Formation

1996 - 1999 Travail de doctorat à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

1993 - 1996 Assistant scientifique auprès du Prof. R. Favre, EPFL, Lausanne

1989 - 1993 Diplôme d'ingénieur civil de l'EPFL, Lausanne

1984 - 1989 Maturité fédérale type C, Genève

Expériences

1993 - 1999 Institut de Béton Armé et Précontraint (IBAP)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Suisse

1999-1996 **Thèse de doctorat**

Etude sur le poinçonnement excentré des planchers-dalles comportant une partie d'essais en laboratoire et une partie d'études paramétriques à l'aide d'un programme d'éléments finis (MAPS). Résultats pratiques applicables à des problèmes d'ingénieurs afin d'améliorer le dimensionnement au poinçonnement des dalles.

Travaux d'expertises

Responsable et coordinateur des projets de construction pour les étudiants

1997-1998 **Travaux d'ingénieur civil** et suivi du chantier d'une maison d'habitation (complexe)

1993-1996 **Assistant scientifique**

- Charge d'enseignement d'un cours de « structures en béton armé et précontraint »
- Participation à de nombreuses expertises, telles que des défauts dans des bâtiments industriels, des projets de concours de ponts autoroutiers, des évaluations et des études de projet de bâtiments
- Participation à plusieurs mandats de recherche

Langues

Français (langue maternelle), anglais et allemand (bonne maîtrise), italien (connaissances de base)

Informatique

- Win NT, MS Office
- Ansys, Maps, Cubus (programme d'éléments finis) – grande expérience
- Créateur de site WEB (http://ibapwww.epfl.ch/etudiant/7eme-99/default.asp)
- Programmation en HTML et Shockwave

Publications

Krüger G., *Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles*, Thèse de doctorant, No. 2064, 174 pages, Lausanne, **1999.**

Krüger G., Burdet O., Favre R., *Influence de la rigidité des colonnes sur la résistance au poinçonnement*, Rapport des essais IBAP - DGC - EPFL, No. 147, 107 pages, Lausanne, **1999.**

Krüger G., Burdet O., Favre R., *Punching Tests on RC Flat Slabs with Eccentric Loading*, Proceedings of the 2nd Int. Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Budapest 1998, pp. 1-8, Budapest, Hongrie, **1998.**

Vurpillot S.., Krüger G., Benouaich D., Clément D., Inaudi D., Vertical deflection of a pre-stressed concrete bridge obtained using deformation sensors and inclinometer measurements, ACI Structural Journal, Detroit, **1998.**

Hobbies

- Sports : football, triathlon (compétition), alpinisme, ski, parapente, voile
- Voyages culturels
- Organisation de manifestations